



**UNIVERSIDAD DE CUENCA**  
**Facultad de Ingeniería**  
**Carrera de Ingeniería Civil**

**“Análisis paramétrico de la respuesta sísmica global de una edificación  
de mampostería no reforzada típica del Centro Histórico de Cuenca”**

Trabajo de titulación previo  
a la obtención del título de  
Ingeniero Civil

**Autores:**

Jorge Luis Barrera Zúñiga  
C.I: 0104830195

Jessenia Gabriela Peñaloza Morán  
C.I: 0302406178

**Director:**

Ing. Juan Carlos Jiménez Pacheco, PhD  
C.I: 0102260965

**Cuenca - Ecuador**  
**2018**



## RESUMEN

Cuenca es una ciudad del Centro Austral de la República del Ecuador y es la capital de la provincia del Azuay. Está asentada sobre una zona de alta amenaza sísmica (Jiménez Pacheco, Cabrera Cajamarca, Sánchez Beltrán, & Avilés Tenorio, 2017; NEC, 2015). Toda la ciudad, y en particular su Centro Histórico (CHC) es altamente vulnerable como se constató en el proyecto P-BID 400 (1999-2002): Peligro Sísmico en el Austro y Vulnerabilidad Sísmica en la Ciudad de Cuenca, llevado a cabo por la Red Sísmica del Austro de la Universidad de Cuenca (RSA)(Jiménez, 2002). Bajo este contexto, es preciso realizar una evaluación sísmica de las cuatro tipologías generales de edificación del CHC. En este trabajo, se estudió el comportamiento sísmico de edificaciones construidas con una tipología de mampostería no reforzada (MNR). Para ello, se definió un modelo de edificación que represente los materiales y la geometría de todos sus componentes estructurales. Este modelo se implementó en el programa Ruaumoko, capaz de obtener la curva de capacidad (curva pushover). Para abarcar la mayor cantidad de escenarios posibles, se realizó un análisis paramétrico variando el espesor de paredes, rigidez de piso y calidad de los materiales. Con el objetivo de establecer estrategias de evaluación de daño global basados en los análisis estáticos no lineales, se realizó la revisión de literatura reciente.

**Palabras Claves:** Mampostería no reforzada, Evaluación sísmica, Curva pushover, Piso flexible, Ruaumoko, Modelo de pórtico equivalente, Multi-resorte.



## ABSTRACT

Cuenca is a city of the Southern Center of the Republic of Ecuador and is the capital of the province of Azuay. It is located on an area of high seismic hazard (Jiménez Pacheco, Cabrera Cajamarca, Sánchez Beltrán and Avilés Tenorio, 2017, NEC, 2015). The entire city, and in particular its Historic Center (CHC) is highly vulnerable as noted in the P-BID 400 project (1999-2002): Peligro Sísmico en el Austro y Vulnerabilidad Sísmica en la Ciudad de Cuenca, carried out by Red Sísmica del Austro de la Universidad de Cuenca (RSA) (Jiménez, 2002). Under this context, it is necessary to carry out a seismic evaluation of the four general building typologies of the CHC. In this work, the seismic behavior of buildings built with unreinforced masonry (MNR) was studied. To do this, a building model that represents the materials and the geometry of all its components is defined. This model was implemented in the Ruaumoko program, capable of obtaining the capacity curve (pushover). In order to cover as many results as possible, a parametric analysis was carried out, varying the thickness of the walls, the stiffness of the floor and the quality of the materials. In order to establish global damage assessment strategies in nonlinear static analysis, a review of recent literature was conducted

**Keywords:** Unreinforced masonry, Seismic evaluation, Pushover curve, Flexible diaphragm, Equivalent frame model, Ruaumoko., Multi-spring.



## ÍNDICE

RESUMEN.....	2
ABSTRACT .....	3
INDICE DE FIGURAS.....	6
INDICE DE TABLAS .....	9
AGRADECIMIENTO .....	14
1 INTRODUCCIÓN.....	15
1.1 Objetivos .....	17
1.1.1 Objetivo General.....	17
1.1.2 Objetivos Específicos.....	17
1.2 Metodología.....	17
2 ESTADO DEL ARTE DE LA EVALUACIÓN SÍSMICA DE EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA NO REFORZADA EXISTENTES.....	20
3 DEFINICIÓN Y CARACTERIZACIÓN DE LA EDIFICACIÓN PROTOTIPO .....	24
3.1 Estudio previo para la caracterización del edificio prototipo.....	24
3.2 Definición de la edificación prototipo .....	34
3.3 Propiedades físicas y mecánicas de los materiales .....	42
4 ESTABLECIMIENTO DE ESQUEMAS POSIBLES DE MODELIZACIÓN .....	47
5 MODELIZACIÓN DE LOS ELEMENTOS .....	57
5.1 PILARES Y VIGAS DINTEL.....	58
5.1.1 Modos de falla en pilares .....	58
5.1.1.1 Falla por flexión.....	62
5.1.1.2 Falla por corte .....	64
5.1.1.2.1 Falla por corte: Agrietamiento Diagonal .....	64
5.1.1.2.2 Falla por corte con deslizamiento, mixto (shear sliding) .....	69
5.1.2 Modos de falla en vigas dintel .....	71
5.1.2.1 Falla por flexión.....	74
5.1.2.2 Falla por corte .....	78
5.1.3 Modelos fuerza-desplazamiento .....	81
5.1.3.1 Modelos Fuerza-Desplazamiento de Pilares.....	83
5.1.3.2 Modelos Fuerza-Desplazamiento de Vigas Dintel. ....	86
5.2 SISTEMA DE PISO .....	91
6 MODELIZACIÓN DE LA EDIFICACIÓN PROTOTIPO .....	99
6.1 Distribución de cargas – Modelo Piso Unidireccional.....	108
6.2 Distribución de masas - Modelo de áreas tributarias.....	114



7	ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEALES.....	118
8	IMPLEMENTACIÓN EN RUAUMOKO.....	126
8.1	Control de análisis y de outputs .....	127
8.2	Nodos .....	127
8.3	Elementos.....	128
8.4	Propiedades de los elementos resorte.....	131
8.5	Masas (Pesos) .....	137
8.6	Cargas.....	138
8.7	Patrón de carga lateral .....	139
9	RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	141
9.1	Análisis Modal .....	141
9.2	Curvas de Capacidad .....	145
10	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	154
	BIBLIOGRAFÍA .....	159
	ANEXOS .....	167

## INDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1.1 Esquema de definición de familias de edificaciones de análisis.</i>	19
<i>Figura 3.1 Porcentaje de edificaciones por tipología en el CHC (Jiménez Pacheco et al., 2017)</i>	26
<i>Figura 3.2 Mapa de evolución de tecnologías constructivas y de materiales en el CHC (Jiménez Pacheco et al., 2017).</i>	27
<i>Figura 3.3 Detalle de cubierta (Caldas &amp; Sigcha, 2017)</i>	29
<i>Figura 3.4 Detalle de cubierta de ladrillo (Rivera &amp; Moyano, 2002)</i>	30
<i>Figura 3.5 Casa Donoso-Guzmán (Rivera &amp; Moyano, 2002).</i>	33
<i>Figura 3.6 Esquema de la edificación (Rivera &amp; Moyano, 2002).</i>	33
<i>Figura 3.7 Detalle primera y segunda planta</i>	35
<i>Figura 3.8 Distribución de entrepiso.</i>	37
<i>Figura 3.9 Vista Aérea de la cubierta de la edificación.</i>	38
<i>Figura 3.10 Distribución del sistema de cubierta.</i>	39
<i>Figura 3.11 Sistema de soleras (Chassi et al., 1982).</i>	40
<i>Figura 3.12 Cubierta de terraza (Chassi et al., 1982).</i>	41
<i>Figura 4.1 Identificación de los elementos estructurales de un muro de mampostería.</i>	51
<i>Figura 4.2 Criterio para el valor de <math>h'</math> y distribución de aberturas en paredes de mampostería.</i>	52
<i>Figura 4.3 Elemento estructural horizontal (Viga dintel).</i>	53
<i>Figura 4.4 Modelo global propuesto para paredes de MNR (Jiménez, 2016).</i>	54
<i>Figura 4.5 Elemento multi-resorte y coordenadas locales.</i>	55
<i>Figura 5.1 Modos de falla considerados en pilares y vigas dintel (Jiménez, 2016).</i>	58
<i>Figura 5.2 Patrón de deformada y variación de cortantes y momentos para tipología de paredes llenas en cantiléver con piso de losa flexible (Tomažević, 1999)</i>	60
<i>Figura 5.3 Patrón de deformada lateral y variación de cortantes y momentos para pared con pilar débil-viga dintel fuerte (Tomažević, 1999).</i>	60
<i>Figura 5.4 Patrón de deformada lateral y variación de cortantes y momentos para pared con pilar fuerte-viga dintel débil (Tomažević, 1999)</i>	60
<i>Figura 5.5 Suposiciones para determinar la capacidad de la resistencia a la flexión del pilar (Guido Magenes &amp; Calvi, 1997)</i>	63
<i>Figura 5.6 Modalidades de agrietamiento diagonal: a) Directo y b) Escalonado (Jiménez, 2016).</i>	65
<i>Figura 5.7 Nueva propuesta del factor de corrección (Serena Cattari, Lagomarsino, Bazzurro, et al., 2015).</i>	67
<i>Figura 5.8 a) Modo de falla puro en la junta horizontal y b) Modo de falla Mixto (Jiménez, 2016).</i>	69
<i>Figura 5.9 Agrietamiento por flexión y zona efectiva de corte en pilares (Jiménez, 2016).</i>	70
<i>Figura 5.10 Patrón de agrietamiento al inicio de la fisuración, grietas de flexión a través de las juntas (Katrin Beyer &amp; Dazio, 2012).</i>	74
<i>Figura 5.11 Patrón de agrietamiento después de la fisuración, grietas de flexión a través de las juntas y ladrillos (Katrin Beyer &amp; Dazio, 2012).</i>	75
<i>Figura 5.12 Geometría y asunciones de FEMA 306 para la evaluación de la resistencia a flexión (Katrin Beyer &amp; Dazio, 2012).</i>	76
<i>Figura 5.13 Mecanismo de falla de corte.</i>	79
<i>Figura 5.14 Evolución del modo de falla a corte de una viga dintel sometida a carga sísmica (S Cattari &amp; Lagomarsino, 2008). Primera Fase: abertura de juntas verticales, Segunda Fase: agrietamiento diagonal.</i>	79
<i>Figura 5.15 Respuestas ante carga cíclica sobre pilares obtenidas por: a) modo de falla por flexión; b) modo de falla por corte. (Anthoine &amp; Magonette, 1995).</i>	82
<i>Figura 5.16 Ejemplares de modelos fuerza-desplazamiento para pilares propuesto por el (CNR-DT 212, 2014): falla por flexión (izquierda) y falla por corte (derecha).</i>	83
<i>Figura 5.17 Curva fuerza-desplazamiento para corte (agrietamiento escalonado/corte con deslizamiento). Pilares.</i>	84
<i>Figura 5.18 Curva fuerza-desplazamiento para corte (agrietamiento directo). Pilares.</i>	84



<i>Figura 5.19 Curva fuerza-desplazamiento para flexión. Pilares.</i>	86
<i>Figura 5.20 Curva fuerza-desplazamiento para corte. Vigas Dintel.</i>	87
<i>Figura 5.21 Curva fuerza-desplazamiento para flexión. Vigas Dintel.</i>	88
<i>Figura 5.22 Espécimen de mampostería de ladrillo con dintel de apoyo de madera ensayado en Gattesco et al. 2008.</i>	89
<i>Figura 5.23 Histéresis experimental corte vs. desplazamiento de vigas-dintel: a) con falla por flexión; b) con falla por corte. (N Gattesco et al., 2008).</i>	89
<i>Figura 5.24 Modelos fuerza-desplazamiento en términos generalizados: a) bi-lineal y b) tri-lineal.</i>	90
<i>Figura 5.25 Esquema de análisis pushover sobre edificio elemental (adaptado de Calderini et al., 2012) ....</i>	93
<i>Figura 5.26 Configuración deformada de diafragma de piso flexible bajo acción sísmica.</i>	94
<i>Figura 5.27 Idealización del comportamiento de corte simple en diafragma de piso</i>	95
<i>Figura 5.28 Edificio prototipo de Pavia (Calvi &amp; Magenes, 1994).</i>	98
<i>Figura 5.29 Modelación básica de piso para prototipo de Pavia (un solo vano) (Jiménez, 2016).</i>	98
<i>Figura 6.1 Denominación de las paredes de la edificación</i>	100
<i>Figura 6.2 Dimensiones del Pórtico 5 (Fachada frontal).</i>	101
<i>Figura 6.3 Aplicación de los criterios de modelo de pórtico equivalente.</i>	102
<i>Figura 6.4 Elementos de pórtico que se ingresaron en el programa Ruaumoko 3D.</i>	102
<i>Figura 6.5 Modelación de las conexiones entre paredes: a) con conexiones rígidas; b) sin conexiones rígidas (Morandi, 2006).</i>	103
<i>Figura 6.6 Modelización de panel de piso considerando cruces con los ejes de pilares (Jiménez, 2016) .....</i>	104
<i>Figura 6.7 Consideración de la adyacencia en la modelización de los diafragmas de piso (Jiménez, 2016) .</i>	105
<i>Figura 6.8 Disposición de los resortes en la planta baja.</i>	106
<i>Figura 6.9 Distribución de resortes de corte y axial para un sismo en dirección X.</i>	107
<i>Figura 6.10 Estrategia de generación de los macro-elementos y de los elementos-componentes del edificio-prototipo.</i>	108
<i>Figura 6.11 Esquema de tributación de cargas de piso a los pilares</i>	109
<i>Figura 6.12 Esquema de distribución de cargas para la edificación prototipo.</i>	110
<i>Figura 6.13 Esquema de distribución de cargas obtenidas del peso propio de las paredes.</i>	111
<i>Figura 6.14 Distribución de espacios en la edificación para aplicación de cargas.</i>	113
<i>Figura 6.15 Esquema de distribución de masas por parte de las paredes.</i>	115
<i>Figura 6.16 Esquema de distribución de masas por parte del piso</i>	116
<i>Figura 7.1 Formas de los modos de vibración: (a) Ar_rig 1er modo (b), Airr_rig 1er modo, (c) Ar_int 1er modo, (d) Ar_int 4to modo, (e) Ar_flex 1st mode, (f) Ar_flex 3er modo, (g) Ar_flex 5to modo, (h) Ar_flex 6th modo. (Lagomarsino Sergio, Camilletti Daniela &amp; Marino, 2018).</i>	122
<i>Figura 8.1 Datos de entrada de la sección Nodos del fichero de ingreso de Ruaumoko.</i>	128
<i>Figura 8.2 Sistema de Coordenadas Global adoptado.</i>	128
<i>Figura 8.3 Datos de entrada de la sección Elementos del fichero de ingreso de Ruaumoko.</i>	129
<i>Figura 8.4 Nodos que definen un resorte en Ruaumoko (I, J, K y L) (Carr, 2007).</i>	130
<i>Figura 8.5 Sistemas de coordenadas adoptados y establecimiento del eje local z de cada miembro.</i>	130
<i>Figura 8.6 Bloque de propiedades para resortes a corte y flexión de pilares orientados en la dirección global X y Z.</i>	132
<i>Figura 8.7 Bloque de propiedades para resortes a corte y flexión de dinteles orientados en la dirección global X.</i>	133
<i>Figura 8.8 Bloque de propiedades para resortes de piso orientados en la dirección global X y Z.</i>	133
<i>Figura 8.9 Reglas de histéresis adoptadas para resortes de pilares y vigas dintel (Carr, 2016).</i>	134
<i>Figura 8.10 Estrategia para definir modelos fuerza-desplazamiento multi-lineales con degradación de resistencia.</i>	135
<i>Figura 8.11 Ley de degradación de resistencia de Ruaumoko (Carr, 2007).</i>	137
<i>Figura 8.12 Datos de entrada de la sección Pesos del fichero de ingreso de Ruaumoko.</i>	137
<i>Figura 8.13 Datos de entrada de la sección Cargas del fichero de ingreso de Ruaumoko</i>	138
<i>Figura 8.14 Datos de entrada de la sección Carga Lateral del fichero de ingreso de Ruaumoko.</i>	139



<i>Figura 8.15 a) función rampa unitaria; b) patrón de carga lateral en tres instantes/pasos de análisis. (Jiménez, 2016).</i>	140
<i>Figura 9.1 Análisis Modales en la dirección X para un edificio con paredes de 20cm.</i>	141
<i>Figura 9.2 Análisis Modales en la dirección Z para un edificio con paredes de 20cm.</i>	142
<i>Figura 9.3 Patrón de carga lateral (SRSS).</i>	143
<i>Figura 9.4 Análisis modal de una edificación con piso semiflexible (10 000kN/m).</i>	144
<i>Figura 9.5 Esquema de definición de familias de edificaciones de análisis.</i>	145
<i>Figura 9.6 Curvas Fuerza-Desplazamiento (calidad material: regular y Geq: 15 MPa).</i>	146
<i>Figura 9.7 Desplazamiento máximo (Análisis pushover).</i>	147
<i>Figura 9.8 Curvas Fuerza-Desplazamiento (calidad material: regular y Geq: 15 MPa).</i>	147
<i>Figura 9.9 Curvas Fuerza-Desplazamiento. (Dirección X y Dirección Z para características regulares)</i>	148
<i>Figura 9.10 Curvas Fuerza-Desplazamiento (calidad material: regular, espesor de pared: 20cm).</i>	149
<i>Figura 9.11 Curvas Fuerza-Desplazamiento (espesor de paredes: 20cm y Geq: 15 MPa).</i>	150
<i>Figura 9.12 Comparación de las curvas globales de capacidad obtenidas en este trabajo y en el estudio realizado por Lagomarsino.</i>	151
<i>Figura 9.13 Curvas Fuerza-Desplazamiento de una edificación con paredes de espesor 20cm, Geq = 15 MPa, y calidad de material regular.</i>	152
<i>Figura 9.14 Curvas Fuerza-Desplazamiento (calidad material: regular y Geq: 15 MPa).</i>	153
<i>Figura 0.1 Dimensiones del Pórtico 4</i>	167
<i>Figura 0.2 Elementos de pórtico 4 que se ingresaron en el programa Ruaumoko 3D.</i>	167
<i>Figura 0.3 Dimensiones del Pórtico 3</i>	168
<i>Figura 0.4 Elementos de pórtico 3 que se ingresaron en el programa Ruaumoko 3D.</i>	168
<i>Figura 0.5 Dimensiones del Pórtico 2</i>	169
<i>Figura 0.6 Elementos de pórtico 2 que se ingresaron en el programa Ruaumoko 3D.</i>	169
<i>Figura 0.7 Dimensiones del Pórtico 1</i>	170
<i>Figura 0.8 Elementos de pórtico 1 que se ingresaron en el programa Ruaumoko 3D.</i>	170
<i>Figura 0.9 Dimensiones del Pórtico A e implementación en el programa Ruaumoko 3D</i>	171
<i>Figura 0.10 Dimensiones del Pórtico B e implementación en el programa Ruaumoko 3D.</i>	171
<i>Figura 0.11 Distribución de masas planta baja</i>	172
<i>Figura 0.12 Distribución de masas planta alta</i>	173
<i>Figura 0.13 Curvas Fuerza-Desplazamiento (calidad material: malo y Geq: 7.5 MPa).</i>	175
<i>Figura 0.14 Curvas Fuerza-Desplazamiento (calidad material: regular y Geq: 7.5 MPa).</i>	175
<i>Figura 0.15 Curvas Fuerza-Desplazamiento (calidad material: buena y Geq: 7.5 MPa).</i>	176
<i>Figura 0.16 Curvas Fuerza-Desplazamiento (calidad material: malo y Geq: 15 MPa).</i>	176
<i>Figura 0.17 Curvas Fuerza-Desplazamiento (calidad material: bueno y Geq: 15 MPa).</i>	177
<i>Figura 0.18 Curvas Fuerza-Desplazamiento (calidad material: mala, espesor de pared: 15cm).</i>	178
<i>Figura 0.19 Curvas Fuerza-Desplazamiento (calidad material: regular, espesor de pared: 15cm).</i>	178
<i>Figura 0.20 Curvas Fuerza-Desplazamiento (calidad material: buena, espesor de pared: 15cm).</i>	179
<i>Figura 0.21 Curvas Fuerza-Desplazamiento (calidad material: mala, espesor de pared: 20cm).</i>	179
<i>Figura 0.22 Curvas Fuerza-Desplazamiento (calidad material: buena, espesor de pared: 20cm).</i>	180
<i>Figura 0.23 Curvas Fuerza-Desplazamiento (calidad material: mala, espesor de pared: 30cm).</i>	180
<i>Figura 0.24 Curvas Fuerza-Desplazamiento (calidad material: regular, espesor de pared: 30cm).</i>	181
<i>Figura 0.25 Curvas Fuerza-Desplazamiento (calidad material: buena, espesor de pared: 30cm).</i>	181
<i>Figura 0.26 Curvas Fuerza-Desplazamiento (espesor de paredes: 15cm y Geq: 7.5 MPa).</i>	182
<i>Figura 0.27 Curvas Fuerza-Desplazamiento (espesor de paredes: 15cm y Geq: 15 MPa).</i>	182
<i>Figura 0.28 Curvas Fuerza-Desplazamiento (espesor de paredes: 20cm y Geq: 7.5 MPa).</i>	183
<i>Figura 0.29 Curvas Fuerza-Desplazamiento (espesor de paredes: 30cm y Geq: 7.5 MPa).</i>	183
<i>Figura 0.30 Curvas Fuerza-Desplazamiento (espesor de paredes: 30cm y Geq: 15 MPa).</i>	184





## INDICE DE TABLAS

<i>Tabla 3.1 Fórmulas empíricas adoptadas por varios códigos para determinar el módulo de elasticidad de la mampostería.</i>	43
<i>Tabla 3.2 Propiedades del material definidas en Pavia y en Ispra para pruebas de corte en paredes (Guido Magenes &amp; Calvi, 1997).</i>	44
<i>Tabla 3.3 Propiedades mecánicas de paredes de mampostería.</i>	45
<i>Tabla 3.4 Materiales de techar comunes en la localidad (Chassi et al., 1982).</i>	46
<i>Tabla 3.5 Cargas utilizadas en el modelo, debido al peso propio de los elementos.</i>	47
<i>Tabla 5.1 Límites de drift para las curvas fuerza desplazamiento de corte.</i>	85
<i>Tabla 5.2 Límites de drift para las curvas fuerza desplazamiento de corte.</i>	87
<i>Tabla 6.1 Factores de reducción de rigidez a corte</i>	108
<i>Tabla 6.2 Cargas utilizadas en el modelo.</i>	113
<i>Tabla 8.1 Secciones del Fichero de Ingreso, previo al análisis pushover.</i>	127
<i>Tabla 8.2 Líneas informativas del bloque de propiedades de Ruaumoko para elementos con curvas fuerza-desplazamiento bi-lineal y tri-lineal con degradación de resistencia (Jiménez, 2016).</i>	131
<i>Tabla 9.1 Resultados del análisis modal para un espesor de 20cm.</i>	142
<i>Tabla 0.1 Resultados del análisis modal para un espesor de 15cm.</i>	174
<i>Tabla 0.2 Resultados del análisis modal para un espesor de 30cm.</i>	174



### **Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio Institucional**

---

Jessenia Gabriela Peñaloza Morán en calidad de autor y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación "Análisis paramétrico de la respuesta sísmica global de una edificación de mampostería no reforzada típica del Centro Histórico de Cuenca", de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, octubre 2018

---

Jessenia Gabriela Peñaloza Morán

C.I: 0302406178



### Cláusula de Propiedad Intelectual

---

Jessenia Gabriela Peñaloza Morán, autor del trabajo de titulación “Análisis paramétrico de la respuesta sísmica global de una edificación de mampostería no reforzada típica del Centro Histórico de Cuenca”, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, octubre 2018

---

Jessenia Gabriela Peñaloza Morán

C.I: 0302406178



### **Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio Institucional**

---

Jorge Luis Barrera Zúñiga en calidad de autor y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación "Análisis paramétrico de la respuesta sísmica global de una edificación de mampostería no reforzada típica del Centro Histórico de Cuenca", de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, octubre 2018



Jorge Luis Barrera Zúñiga  
C.I: 0104830195



### Cláusula de Propiedad Intelectual

---

Jorge Luis Barrera Zúñiga, autor del trabajo de titulación "Análisis paramétrico de la respuesta sísmica global de una edificación de mampostería no reforzada típica del Centro Histórico de Cuenca", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, octubre 2018



---

Jorge Luis Barrera Zúñiga  
C.I: 0104830195



## AGRADECIMIENTO

A mis queridos padres Dino y Maribel, por su apoyo en mi formación profesional. A mis hermanos Sebastián y Joaquín, ya que mi esfuerzo ha sido inspirado en ustedes. Y a mi director diestro corrector, crítico y uno de mis mejores maestros.

*Jorge Luis Barrera*

La grandeza del ser humano, se demuestra al despojarse de su inspiración y reconocimiento, para expresar hacia aquellos seres extraordinarios, que permitieron impulsar los logros académicos; con su guía y enseñanza, con su tiempo y carisma, con la amistad y aprecio; ellos son quienes estuvieron cerca de nosotros hasta llegar a consolidar la carrera que honrosamente representamos.

Dale Carnegie dejó impreso esta frase: "Déjate rodear de gente más inteligente que tú si quieres alcanzar el éxito". Aquí están ustedes mil gracias por su impulso:

A la grandiosa Universidad de Cuenca, por cobijarnos durante el proceso de formación. Al Ing. Juan Jiménez tutor y guía desprendido, con su aporte científico, técnico y pedagógico, logró plasmar la investigación en tesis al servicio comunitario. A Jorge, compañero incondicional, en el desarrollo trabajo investigativo, quien aportó con su sapiencia, a la culminación de este gran proyecto educativo. Juan Carlos, que día a día consolidó su grandeza espiritual. A mis compañeros y compañeras que nunca dejaron sus frases de aliento, soportaron nuestras inquietudes y generaron confianza hasta alcanzar la meta.

Que la vida les conceda en multiplicación sabiduría y bondad, para que sean los grandes impulsores de los seres humanos. Eterna gratitud a todos.

*Gabriela Peñaloza*



## **1 INTRODUCCIÓN**

Cuenca es una ciudad del Centro Austral de la República del Ecuador y es la capital de la provincia del Azuay. Está asentada sobre una zona de alta amenaza sísmica (Jiménez Pacheco et al., 2017; NEC, 2015). Toda la ciudad, y en particular su Centro Histórico (CHC), es altamente vulnerable, como se constató en el proyecto P-BID 400 (1999-2002): Peligro Sísmico en el Austro y Vulnerabilidad Sísmica en la Ciudad de Cuenca, llevado a cabo por la Red Sísmica del Austro de la Universidad de Cuenca (RSA)(Jiménez, 2002). La RSA ha venido operando desde el año 1996, haciendo registro de eventos sísmicos y conformando un catálogo con información sísmica de varios eventos históricos, entre los más importantes están: en 1758, en febrero de 1856, el 29 de junio de 1887 y el 23 febrero de 1913 (Jiménez Pacheco et al., 2017).

En el proyecto P-BID se identificó que la fuente sismogénica crítica que podría causar afectaciones a la ciudad es la denominada Falla Girón, con un potencial sísmico de un sismo de magnitud en el entorno de 7 (escala de Richter), obtenido mediante la simulación de su ruptura total. Este evento podría causar daños severos y colapsos en las edificaciones del CHC debido a su antigüedad y calidad constructiva (Jiménez, 2002). Por esta razón, se encuentra necesario una evaluación sísmica de las edificaciones del CHC, para precautelar la integridad estructural y, fundamentalmente, la vida de las personas.

Este trabajo se centrará en la evaluación sísmica de una edificación con características geométricas representativas (dimensiones, longitud de vanos, altura de entresijos, distribución de las paredes) de las edificaciones del CHC de Cuenca. De las cuatro tipologías generales de edificación existentes en el CH: 1) Paredes de adobe, 2) Mampostería de ladrillo no reforzada (MNR), 3) Mampostería de ladrillo con viga de atado perimetral (MVA) y 4) Mampostería de ladrillo confinada con vigas y columnas de hormigón armado (Jiménez, 2002), se estudiará principalmente, la capacidad y comportamiento sísmico de edificaciones de MNR.





Como referencia principal del presente trabajo de titulación se ha tomado: Evaluación sísmica de edificios de mampostería no reforzada típicos de Barcelona: modelización y revisión de la aplicación del Método del Espectro de Capacidad (Jiménez, 2016).

Actualmente, son muy pocos los programas que se especializan en la modelización y análisis sísmico de edificaciones de mampostería. El programa escogido para este objetivo es Ruaumoko, el cual facilitará la variación de parámetros enfocados en las características constructivas de las edificaciones (geométricas y mecánicas) y en el análisis de los modos de falla locales (modelos fuerza-desplazamiento). En el ámbito de la investigación, este programa no es comúnmente utilizado para el análisis de estructuras de mampostería, lo que conlleva a un aporte para futuras investigaciones, considerando que la ciudad de Cuenca es declarada Patrimonio de la Humanidad por su arquitectura colonial, donde estas edificaciones tienen una importante incidencia porcentual en el CHC (Chérres & Peñafiel, 2000; Jiménez Pacheco et al., 2017).

Los resultados obtenidos proporcionarán información actualizada sobre la capacidad y respuesta sísmica de la tipología MNR, y ayudarán, a partir de un análisis comparativo, establecer criterios de mejora para estas edificaciones.



## 1.1 Objetivos

### 1.1.1 Objetivo General

Evaluar la capacidad sismorresistente de una edificación de mampostería no reforzada típica del Centro Histórico de Cuenca.

### 1.1.2 Objetivos Específicos

1. Caracterizar y modelar una edificación de mampostería no reforzada que sea representativa de las edificaciones del Centro Histórico de Cuenca.
2. Implementar el modelo estructural de la tipología de estudio usando el programa Ruaumoko.
3. Efectuar un análisis paramétrico del comportamiento sísmico global, basado en análisis pushover, variando la rigidez de piso, espesor de paredes y calidad de los materiales.
4. Establecer estrategias de evaluación de daño global basado en los análisis estático no lineales a partir de la revisión de literatura reciente.
5. En función de los resultados inferir la vulnerabilidad de la edificación.

## 1.2 Metodología

En función del objetivo principal señalado, este documento se divide en tres fases: 1) definición del modelo, 2) determinación de la capacidad sismorresistente (curva *pushover*) y 3) establecimiento de estrategias de evaluación de daño global basado en los análisis estáticos no lineales. Estos tres apartados, a su vez, pueden subdividirse cronológicamente en 5 actividades que se describen a continuación:

1. Recolección de información base, principalmente, de caracterización geométrica y mecánica de las edificaciones de MNR del CHC. Para ello,



se realiza la revisión de varios estudios previos como proyectos y tesis de arquitectura e ingeniería que realizan trabajo de campo además de recolección de información obtenidos de la base de datos que dispone el Departamento de Áreas Históricas y el Departamento de Avalúos y Catastros del GAD-Cuenca.

2. A partir de la información recolectada, se establece una edificación prototípica, la cual, represente las edificaciones de la tipología de estudio, en cuanto a características geométricas (como espesor de paredes, altura de entrepiso, configuración en planta y elevación, disposición de los elementos estructurales, y número de pisos) y características mecánicas de los materiales.

Con el fin de satisfacer el bajo grado de tipicidad de las edificaciones de la ciudad de Cuenca, se realiza un análisis paramétrico a la edificación prototípica, para abarcar varios escenarios; los parámetros a considerar corresponden a: espesor de paredes, rigidez de piso y calidad de los materiales. De este análisis paramétrico se configura un total de 18 modelos de análisis, como indica la siguiente figura.

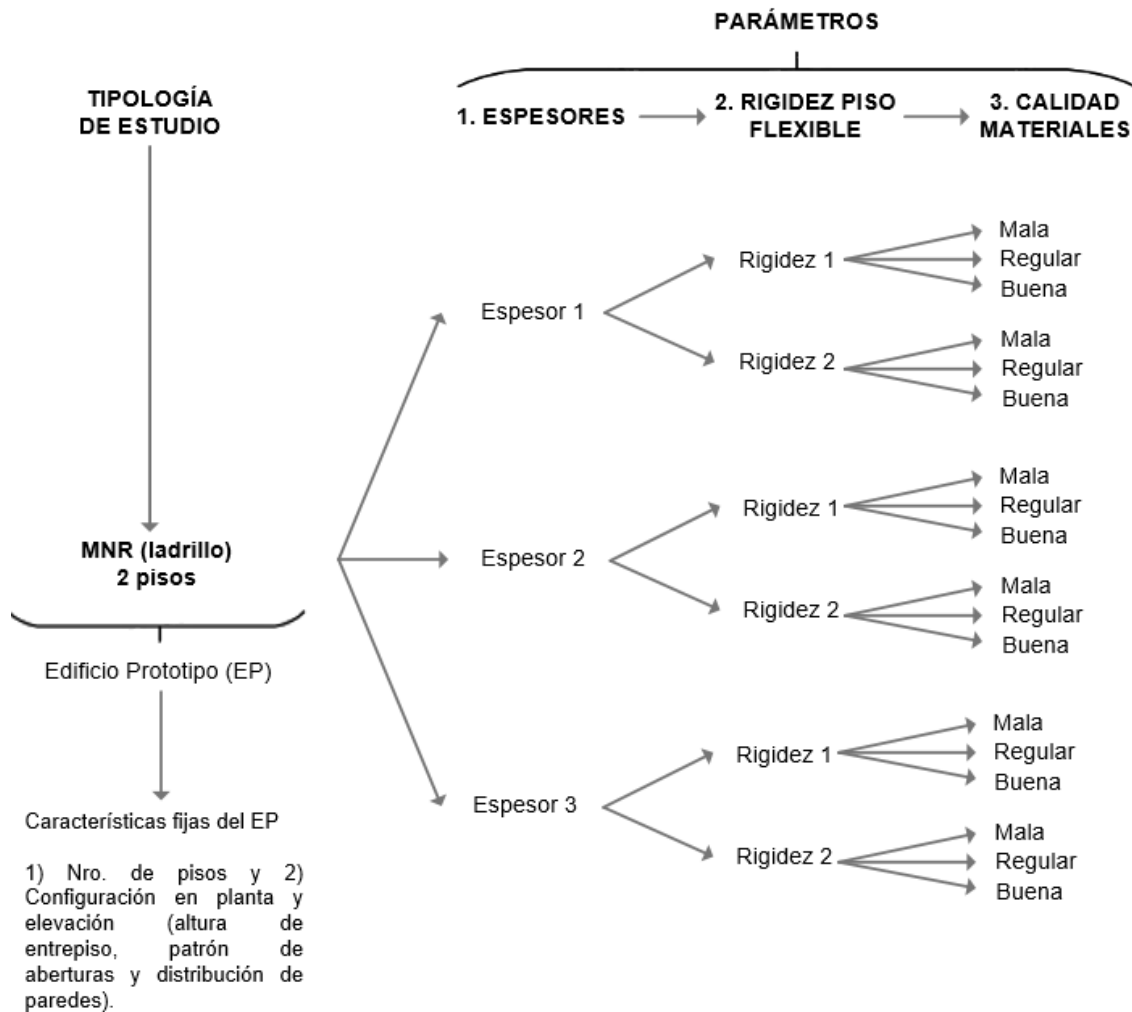


Figura 1.1 Esquema de definición de familias de edificaciones de análisis.

3. Con los 18 modelos de análisis se procede con la configuración del modelo, eligiéndose el modelo de pórtico equivalente perteneciente a la familia que utiliza macro-elementos a base de resortes para representar a los pilares, vigas dintel y diafragma de piso.
4. Una vez adoptado el modelo, se procede al estudio y adopción de formulaciones de capacidades de resistencia y de curvas fuerza-desplazamiento (a los modos de falla considerados), las cuáles, se implementan en el programa Ruaumoko para obtener como resultado la capacidad sismo resistente de la estructura (curva *pushover*). De este análisis se obtiene 18 curvas *pushover* (curvas fuerza desplazamiento)



que corresponden a los modelos del análisis paramétrico antes mencionado.

5. Por último, se establecen estrategias de modelización con el objetivo de aplicar procedimientos de evaluación sísmica por desempeño basados en los análisis estáticos no lineales, haciendo énfasis en el Método de Espectro de Capacidad (FEMA 440, 2005)

## **2 ESTADO DEL ARTE DE LA EVALUACIÓN SÍSMICA DE EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA NO REFORZADA EXISTENTES**

El trabajo de titulación planteado se enmarca en la filosofía de evaluación sísmica basada en desempeño, con el desplazamiento como parámetro de evaluación. En relación con la evaluación de vulnerabilidad sísmica de edificios, RISK-UE propone dos métodos generales, denominados de nivel I y de nivel II (Milutinovic & Trendafiloski, 2003). El fundamento sobre el que se construye el método de Nivel I es el Método del Índice de Vulnerabilidad, mientras que el método de nivel II se basa en Método del Espectro de Capacidad (MEC). En el contexto europeo, muchos de los estudios recientes (Lagomarsino & Cattari, 2015; Lagomarsino Sergio, Camilletti Daniela & Marino, 2018) constituyen versiones actualizadas del Método de Nivel Dos del proyecto europeo RISK-UE, M2RISK-UE (Milutinovic & Trendafiloski, 2003; Mouroux & Le Brun, 2006). Este método de evaluación de desempeño sísmico se desarrolla en cinco actividades generales: 1) caracterización de la edificación de análisis, 2) modelización y obtención de la curva de capacidad, 3) definición de la acción sísmica, 4) evaluación del desplazamiento máximo demandado, 5) estimación de grado de daño esperado. En relación con las edificaciones de MNR, el ámbito en donde el avance ha sido más significativo es el de la modelización (Lagomarsino, Penna, Galasco, & Cattari, 2013; Magenes & Della Fontana, 1998; G Magenes, Remino, Manzini, Morandi, & Bolognini, 2006; Giovanni Rinaldin, Amadio, & Macorini, 2016).



En este marco general, el presente trabajo se ocupa de la tipología de edificaciones de MNR, centrándose en la modelización y obtención de curvas de capacidad, y la revisión del Método de Espectro de Capacidad aplicado a edificaciones de MNR. La modelización, que es el aspecto teórico más exigente del M2RISK-UE, supone las siguientes fases: 1) Exploración y selección de los modos de falla más probables 2) Definición de una estrategia de modelización, 3) Definición de modelos cinemáticos y de las relaciones fuerza-desplazamiento de los miembros componentes del modelo: pilar, viga-dintel, diafragma de piso.

Desde fines de 1990, la modelización de las edificaciones de MNR ha avanzado sustancialmente en las diferentes escalas. En particular, a nivel de macro-escala, con una mejor comprensión del comportamiento sísmico del miembro viga-dintel (*spandrel*), cobró impulso la estrategia de modelización de pórtico equivalente (Calvi & Magenes, 1994; Guido Magenes, 2000; Guido Magenes & Calvi, 1997). Actualmente, los Modelos de Pórtico Equivalente (MPE), son los más utilizados en la evaluación sísmica de edificaciones de MNR: prueba de ello son los programas 3D SAM (G Magenes et al., 2006) y TREMURI (Lagomarsino et al., 2013) y las implementaciones 2D en SAP 2000 (Knox & Ingham, 2012; Pasticier, Amadio, & Fragiaco, 2008).

En general, los MPE usan elementos tipo pórtico/*frame* (es el caso de las implementaciones 2D y 3D señaladas). En este trabajo, sin embargo, se usará el MPE basado en elementos tipo resorte desarrollado y validado en (Jiménez, 2016), el cual se implementará en el programa neozelandés Ruaumoko (Carr, 2003). El MPE desarrollado en (Jiménez, 2016) se basó en el de (Amadio, Rinaldin, & Macorini, 2011), cuya validación numérica se enriqueció con más ejemplos y una discusión más profunda en (Giovanni Rinaldin et al., 2016).

En cuanto a la modelización de comportamiento no lineal del pórtico equivalente, es fundamental la consideración de los modos de falla en los pilares y las vigas dintel. En el estudio que se propone, se considerarán cuatro modos de falla para los pilares: 1) volteo/aplastamiento debido a flexión 2) agrietamiento diagonal directo, 3) agrietamiento diagonal escalonado y 4) corte con deslizamiento, y tres



modos de falla para las vigas-dintel: 1) agrietamiento vertical (flexión), 2) agrietamiento diagonal directo y 3) agrietamiento diagonal escalonado. En lo que concierne a las fórmulas de resistencia ante los modos de falla y las relaciones fuerza-desplazamiento, se adoptarán las usadas en (Jiménez, 2016), con las debidas actualizaciones y adaptaciones. A este respecto, cabe señalar como referencias básicas las investigaciones de (Serena Cattari, Lagomarsino, Bazzurro, & Porta, 2015; Guido Magenes, 2000; Guido Magenes & Calvi, 1997; Morandi, 2006).

El comportamiento de los diafragmas de piso ante cargas laterales está muy influenciado por sus características geométricas y tipológicas. En Estados Unidos, Nueva Zelanda y Australia son comunes los edificios de MNR con diafragmas de piso de gran tamaño, relación de aspecto mayor a dos y elementos de atado, características que favorecen una respuesta predominante de flexión. En países como España e Italia, los diafragmas de piso suelen ser de menor tamaño, relación de aspecto menor que 1.5 y sin vigas de atado, características, en cambio, que favorecen una respuesta predominante de corte. (Giongo, 2013; Jiménez, 2016). A la deflexión total de un diafragma de piso ante cargas laterales aportan tanto las deformabilidades de flexión como las de corte. Un modelo refinado de diafragma de piso, que considere los dos tipos de deformación, es complejo y costoso. En la práctica de evaluación sísmica de edificaciones de MNR, se admiten usualmente modelos simplificados que privilegian una de estas deformaciones.

En particular, en el CHC, los sistemas de piso son, en general, de envigado de madera y entablado simple, conformándose en diafragmas que guardan mucho más parentesco con los de los países mediterráneos. Por ello, apuntando a un modelo simplificado, se considera pertinente adoptar para la modelización del sistema de piso el macro-elemento básico propuesto en (Jiménez, 2016) para los edificios de MNR del distrito del Eixample-Barcelona. Dicho macro-elemento captura el comportamiento de corte simple, el cual, está constituido por dos resortes de corte y dos resortes axiales dispuestos en paralelo y a lo largo de los bordes de las paredes conformantes de un vano/módulo. La deducción de la





fórmula de rigidez a corte del diafragma de piso y la consideración de su comportamiento ortotrópico pueden hallarse en (Jiménez, 2016). Referencias básicas para estas formulaciones fueron los trabajos de (Brignola, Pampanin, & Podestà, 2012; Serena Cattari, Lagomarsino, & Marino, 2015; Natalino Gattesco & Macorini, 2014; Giongo, 2013; Nakamura, Derakhshan, Magenes, & Griffith, 2017).

Además, el macro-elemento básico al integrarse en un modelo 3D de edificación experimenta segmentaciones por los ejes de pilares y superposiciones en los bordes comunes de los módulos. Estas dos situaciones (que transforman las rigideces del macro-elemento básico según las reglas que rigen el funcionamiento de los arreglos de resortes en serie y en paralelo) fueron consideradas en (Jiménez, 2016), y en el trabajo que se propone se considerarán del mismo modo.



### **3 DEFINICIÓN Y CARACTERIZACIÓN DE LA EDIFICACIÓN PROTOTIPO**

#### **3.1 Estudio previo para la caracterización del edificio prototipo**

La información necesaria para este estudio se obtuvo del “Estudio de Vulnerabilidad Sísmica en el CHC” (Jiménez Pacheco et al., 2017) donde se revisaron tesis de arquitectura y de Ingeniería (pregrado y postgrado), estudios de consultoría y planos digitales de casas del CHC proporcionados por el Departamento de Áreas Históricas. En el estudio antes mencionado se obtuvieron distribuciones de frecuencias de varios parámetros necesarios para caracterizar las edificaciones del CHC. Además, se obtuvo una gran cantidad de información sobre la evolución constructiva de las edificaciones del CHC de la tesis “Determinación del índice de vulnerabilidad sísmica de las edificaciones del centro de la Ciudad de Cuenca” (Chérres & Peñafiel, 2000), “Arquitectura de Líneas Rectas” (Rivera & Moyano, 2002), y “Breve Análisis Cronológico de la Introducción de Materiales Relevantes de las edificaciones del Centro Histórico de Cuenca entre los años 19880-1980” (Caldas & Sigcha, 2017).

En el proyecto P-BID 400 (Jiménez Pacheco et al., 2017) se verificó que la zona más vulnerable de la Ciudad de Cuenca ante la ocurrencia de un sismo es el CHC con alrededor de 60 000 habitantes. En este contexto se establecieron 4 tipologías de mampostería: 1) Paredes de adobe, 2) Mampostería de ladrillo no reforzada (MNR), 3) Mampostería de ladrillo con viga de atado perimetral (MVA) y 4) Mampostería de ladrillo confinada con vigas y columnas de hormigón armado (Jiménez, 2002).

En este trabajo de titulación la tipología de interés es la de Mampostería de ladrillo no Reforzada (MNR), la cual corresponde al mayor porcentaje de edificaciones en el CHC. A continuación, se presentan algunas características constructivas obtenidas de la tesis “Determinación del índice de vulnerabilidad sísmica de las edificaciones del centro de la Ciudad de Cuenca” (Chérres & Peñafiel, 2000)., con el fin de resaltar aquellas que sirvan para caracterizar la edificación para el análisis propuesto.



**-Antes de 1950**

Las edificaciones de MNR eran construidas con adobe y bahareque, siendo más predominante la construcción mixta. Las paredes de las casas tenían espesores que variaban entre 50 a 120 cm, tendiendo a disminuir al pasar de los años. Era más común que las viviendas fueran de un solo piso. Se utilizaban vigas de madera como amarre de las paredes de la edificación y como apoyo del sistema de cubierta.

**- Década de 1950**

Aparece el ladrillo como material de construcción para edificaciones de MNR. A pesar de que las construcciones eran mixtas usándose ladrillo con adobe y bahareque, se popularizó debido a que permitió disminuir los espesores de las paredes a un rango de variación entre 20 y 40 cm utilizándose ladrillos de tipo artesanal. En esta época la madera se mantuvo como material de entrepiso con una altura de 3 a 5m y surge el hormigón armado como reemplazo para los dinteles de madera. Además, durante esta época se popularizó el uso de vigas de madera como amarre en las paredes de la edificación, que también serviría como apoyo para la cubierta; en las puertas y ventanas se colocaban dinteles o a veces marcos de madera, pero como se desconfiaba de estos elementos se procuraba que las aberturas de puertas y ventanas sean pequeñas y en mínima cantidad.

**- Década de 1960**

Se impone el ladrillo como material de construcción, disminuyéndose el espesor de las paredes a 20 y 30 cm. En esta época surgen las cadenas horizontales de hormigón armado como elemento de amarre. Estas empiezan a utilizarse a la par con el dintel de hormigón sin notarse luego la diferencia entre ambos. La altura de entrepiso disminuye entre 3 y 4 metros, y se sigue utilizando el entrepiso de envigado de madera.

**- Década de 1970**

Se asume el uso exclusivo del ladrillo como material de construcción para las paredes, los espesores se mantienen en 20 cm, aunque en la siguiente década ya se tenía espesores de 15 cm. Las cadenas horizontales de hormigón armado se imponen como la tipología de construcción. Todo esto permite que las alturas de entrepiso se acorten entre variaciones de 2.5 y 2.9 m. Además, se empieza a utilizar el hormigón como material para losas de entrepiso.

Por otro lado, en el artículo “Vulnerabilidad Sísmica del patrimonio edificado del Centro Histórico de la Ciudad de Cuenca” (Jiménez Pacheco et al., 2017), se analizan las parroquias urbanas El Sagrario, Gil Ramírez Dávalos y San Blas. Parte del estudio fue dividir al patrimonio edificado del CHC en 4 tipologías, donde se generó la siguiente tabla porcentual de las 4 tipologías generales.

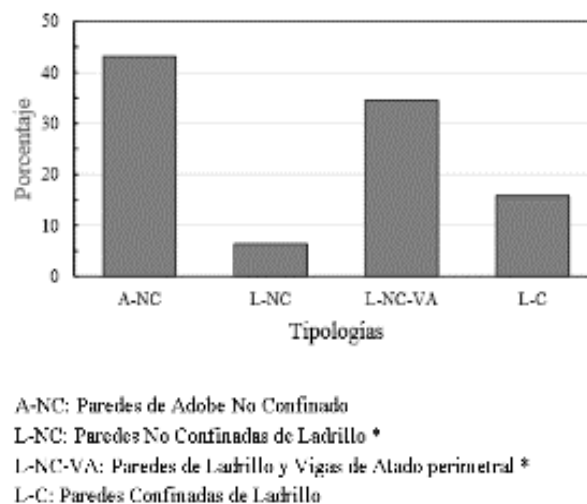


Figura 3.1 Porcentaje de edificaciones por tipología en el CHC (Jiménez Pacheco et al., 2017)

Además, se muestra información actualizada sobre la evolución constructiva donde se caracteriza a la época constructiva entre 1940 y 1970 el inicio de dos tendencias que se manifestaron en la ciudad, la primera representada por la arquitectura Neocolonial y Neovernácula donde se buscaba recuperar la utilización de los materiales tradicionales y la segunda por la arquitectura modernista de líneas rectas con gran influencia de la arquitectura estadounidense (Caldas & Sigcha, 2017).

En la siguiente figura se puede apreciar la evolución constructiva en el CHC.

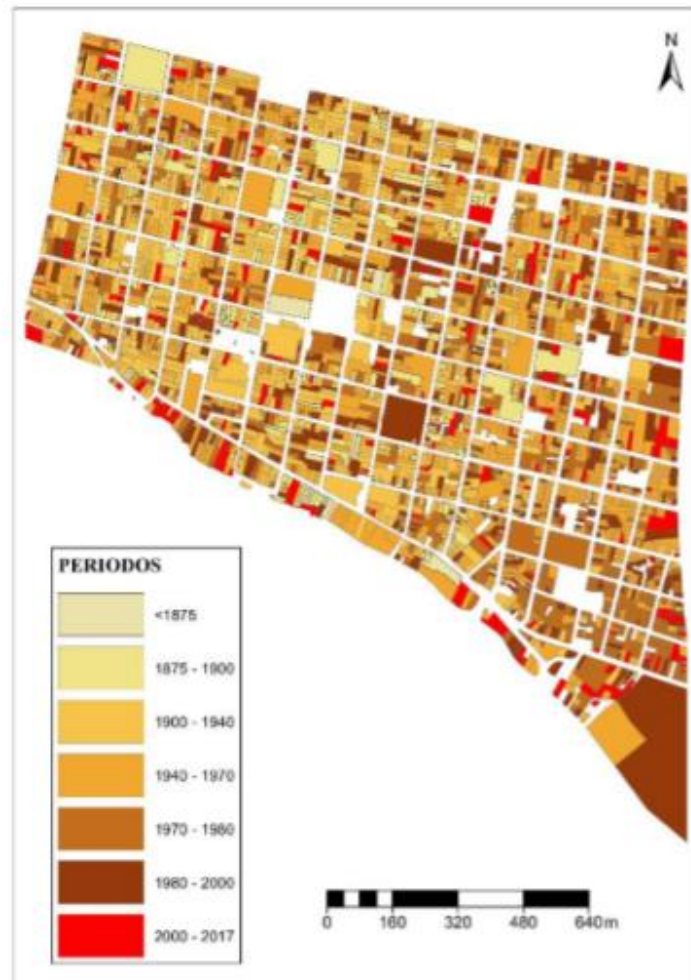


Figura 3.2 Mapa de evolución de tecnologías constructivas y de materiales en el CHC (Jiménez Pacheco et al., 2017)

Como se mencionó anteriormente, a mitad del siglo XX se produce un cambio en la arquitectura de Cuenca, siendo la característica más importante la utilización de materiales industrializados como el ladrillo, material indispensable para la tipología analizada. Aunque ya era conocido desde la colonia, a partir de esta época el ladrillo se utiliza como principal material de construcción en el CHC, unidos mediante cal y arena. Al inicio era únicamente utilizado por familias de altos recursos, principalmente en las paredes para fachadas, debido a que las paredes interiores continuarían siendo realizadas en bahareque o con divisiones



de madera, gradualmente su uso se iría ampliando a las paredes colindantes que además serían resistentes y luego a las interiores hasta extender su utilización a toda la vivienda (Rivera & Moyano, 2002).

El uso del cemento sería restringido por su alto costo, ya que apenas en la década del 60 se instalaría la fábrica de cemento Guapán en Azogues, lo que permitiría su uso más común en construcciones. A pesar de eso las paredes continuaban siendo hechas por cal y los entresijos de madera, los cuales se encadenaban y cuando era posible se prolongaban para formar parte del dintel. De acuerdo al diseño se usaban columnas de mampostería, ya que no era necesario la utilización de hormigón puesto que las paredes de ladrillo eran muy resistentes, y además no había vanos muy grandes, únicamente cuando estos eran amplios se utilizaba una estructura especial de hormigón. En una vivienda normal las paredes resistentes eran de 30 cm e intermedias de 15 cm. (Rivera & Moyano, 2002)

En un estudio realizado en 2016 se recopiló información de 1153 registros que contenían información de materiales que conforman las construcciones del CHC, de estos se distinguen los siguientes: para el cielo raso el material predominante es el enchacleado de carrizo y barro, utilizado además como material impermeabilizante en las cubiertas que en su mayoría están hechas con estructura de madera y recubiertas con teja. El material de entresijo continúa siendo predominantemente de madera (Caldas & Sigcha, 2017).

La techumbre estaba construida con tejas de barro cocido las cuales se asentaban en un “enchacleado de carrizo y barro” (Caldas & Sigcha, 2017). Los pilares que sustentaban la cubierta eran de madera los cuales estaban resueltos sin clavos de hierro. La primera crujía era cubierta a 2 vertientes, la estructura de esta se realizaba con tijeras de madera las que enlazaban asentándose en soleras empotradas en la parte superior de las paredes. Las tijeras se unían a sus vértices con vigas cumbreras que formaban las vertientes del techo, sobre el cual se asentaban muchos maderos largos y delgados a manera de tiras; y a su vez se extendía un tejido muy compacto de carrizos formando el

“enchalecado” sobre el cual se colocaba la telja (Chassi, Peñafiel, & Serpa, 1982). En la siguiente figura se puede observar un detalle de las cubiertas típica del CHC:

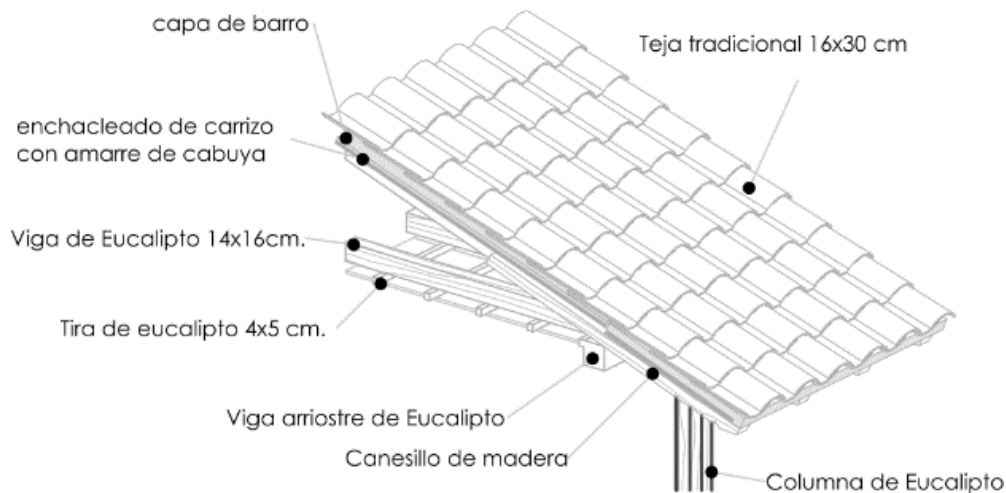


Figura 3.3 Detalle de cubierta (Caldas & Sigcha, 2017)

A pesar de que el sistema de soleras era el más común de la época para la construcción de cubiertas, muchas de las construcciones del centro histórico reemplazaron este sistema de cubierta por terrazas que se hizo tendencia en esa época. Las terrazas estaban construidas con vigas de madera, las vigas de madera que eran bien estrechas y robustas casi siempre estaban apoyadas sobre las paredes de ladrillo resistente, se hacía una cama sobre madera con cantoneras clavadas al envigado soportante, encima de las cantoneras se ponía barro que servirá para sujetar al ladrillo de obra (3,5 cm de espesor), para luego colocar mortero de cal o cemento y, por ultimo impermeabilizar con ladrillo de media obra u obra (Chassi et al., 1982; Rivera & Moyano, 2002) . En la siguiente figura se muestra un esquema de cómo se construían las terrazas con cubierta de ladrillo:



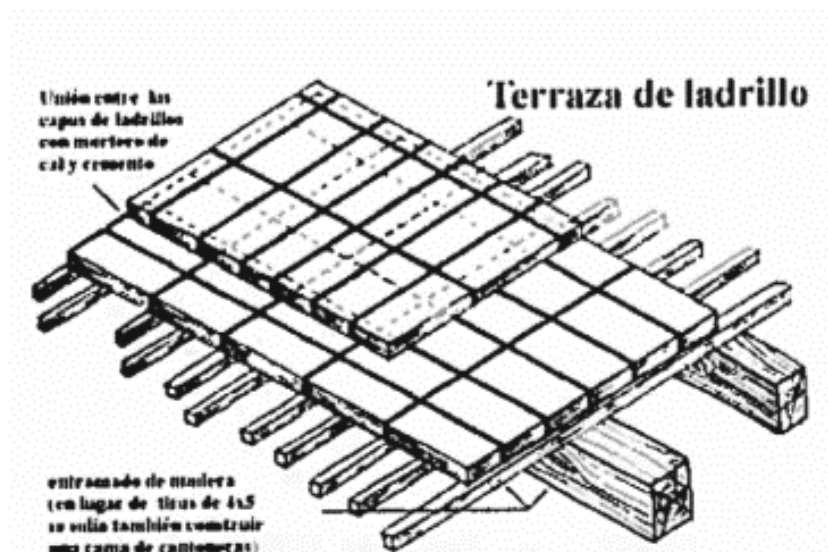


Figura 3.4 Detalle de cubierta de ladrillo (Rivera & Moyano, 2002)

Como se mostró anteriormente a partir del año 1950 la estructura de la vivienda continuaba siendo de madera escuadrada para dinteles, entresijos y para la estructura principal de la cubierta o terraza. La diversificación de especies de madera fue notoria ya que en el 99% de las edificaciones de la sierra ecuatoriana el eucalipto seguía usándose como material principal de construcción, pero para fabricación de otras piezas se utilizaban madera extraída de la costa y oriente para acabados. (Amoroso & Acosta, 1972; Caldas & Sigcha, 2017; Rivera & Moyano, 2002).

En cuanto a la arquitectura de las edificaciones del CHC en la mitad del siglo XX se produce el mayor cambio siguiendo un estilo más moderno conocido como “Arquitectura de Líneas Rectas”. Estas nuevas edificaciones se dividían en dos tipos de lotes principales: “uno para viviendas situadas en el interior del casco urbano tradicional, en el que la normativa exigió soluciones entre paredes medianeros sin retiros y otros para viviendas aisladas con retiros”.

En primer término, se dieron transformaciones a nivel superficial, procurando superficies limpias sin aleros. A nivel de fachada se llevaron a cabo varias remodelaciones o incluso sustituirlas por otros elementos. En muchas viviendas



se alzaron paredes, se cubrieron aleros, se ampliaron vanos y algunos casos se cambiaron las cubiertas por terrazas (Rivera & Moyano, 2002).

En las fachadas modernas es una característica dominante la simetría que define la ubicación de puertas y ventanas. Además, con la intención de aprovechar al máximo cada metro cuadrado de terreno y mejorar las condiciones de habitabilidad, se eliminarían los patios centrales apareciendo en su lugar el “pozo de luz” de dimensiones reducidas con el objetivo de cubrir necesidades de iluminación y ventilación. Con la eliminación del patio central como organizador de espacios, surgen naturalmente, otros componentes espaciales destinados a sustituirlo, como el vestíbulo de dimensiones reducidas. Un nuevo componente en las edificaciones son los balcones que vienen a jugar un papel fundamental en las fachadas modernas. Dada la aparición del hormigón se podrían construir en voladizo (Rivera & Moyano, 2002).

Cabe mencionar que una de las razones que produjeron estos cambios en el CHC fue el aumento del comercio lo que produjo que casas familiares comiencen a transformarse de 2 a 3 pisos, cerraron los patios, las ventanas de la planta baja se ampliaron y se convirtieron en puertas de acceso para almacenes. Los intereses económicos de los dueños de los predios del lugar dieron paso a que se quiera ubicar oficinas o locales comerciales, esto a su vez impulsó a que se derroquen construcciones de épocas pasadas (Caldas & Sigcha, 2017; Rivera & Moyano, 2002).

La dotación de canalización y servicio de agua, y las nuevas propuestas funcionales para las edificaciones aumentarían las facilidades en la vivienda, integrándose a ella un cuarto de baño y cocina al esquema de funciones, ya que antes de la mitad del siglo XX estos se encontraban bajo un alero hacia la huerta o en los corredores del último patio (Rivera & Moyano, 2002).

Para elegir una edificación que cumpla con todas las características antes mencionadas se utilizó principalmente la tesis Arquitectura de Líneas rectas que analiza 119 edificaciones construidas entre los años 1950 y 1965. Con el objetivo



de encontrar una edificación de MNR o típica de aquella época cuya configuración, fachada y distribución de paredes permita un análisis representativo de todas las edificaciones con esta tipología.

Existe un tipo de construcción denominada “Dos cuerpos con retranqueo”, donde las edificaciones se caracterizan por ser de 2 o 3 pisos, cuya fachada se retranquea para dar lugar a balcones que recorren la misma. Una característica especial de la arquitectura de la época de estudio es que un alto porcentaje de las viviendas tienen terraza en parte de la cubierta. Dentro de este tipo de edificaciones se encuentra la vivienda de la familia Donoso-Guzmán construida en el año de 1958, donde el arquitecto y constructor diseñaron y utilizaron materiales siguiendo la tendencia moderna.

Esta edificación fue elegida por ciertas características comunes de la época que se pueden observar en una gran cantidad de casas del CHC. Es una vivienda de 3 pisos con entrada lateral, con el fin de permitir el ingreso a dos departamentos independientes. De esta forma la planta baja se encuentra separada con el fin de obtener lucro por parte de los dueños, una característica muy común en el CHC, ya que el comercio y mejor utilización de espacios permitía el sustento de varias familias. Es por esta razón que la primera y segunda planta son idénticas. En esta vivienda los espacios se especializan en actividades específicas; sin embargo, aquellos de actividades compatibles se mantienen abiertos entre sí, como sala, hall y comedor.

Acorde a la mayoría las practicas comunes de la época, la vivienda está construida en la mayor parte de paredes portantes de ladrillo de 30 cm de ancho. Los entrepisos están compuestos por una estructura de madera y entablado simple, y para el caso del hall y terraza se ha usado una estructura de vigas cruzadas, que sustentan un piso de vidrio y ladrillo de media obra, respectivamente. Para la cubierta se ha utilizado la estructura tradicional de madera, con recubrimiento de teja artesanal. En las siguientes figuras se muestra representación de la casa Donoso-Guzmán elegida para realizar el modelo:

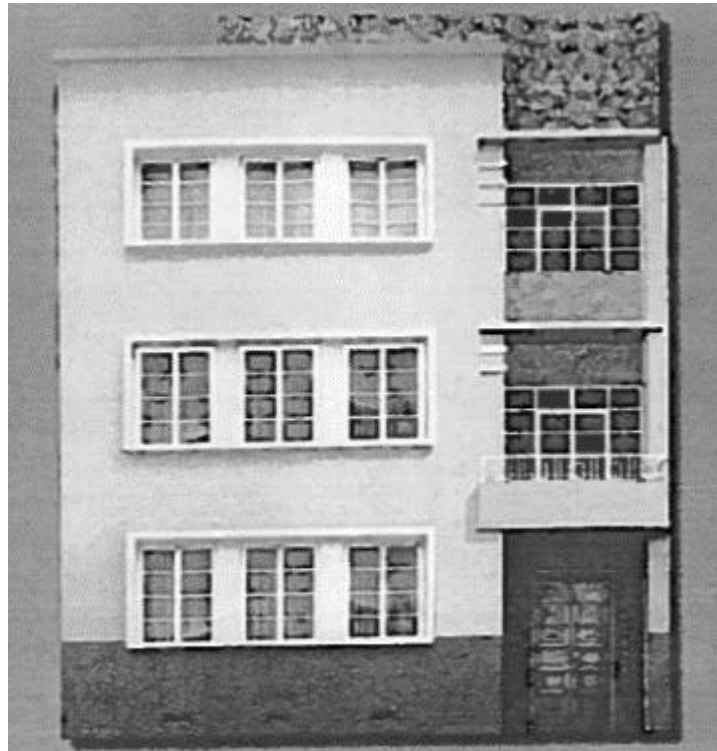
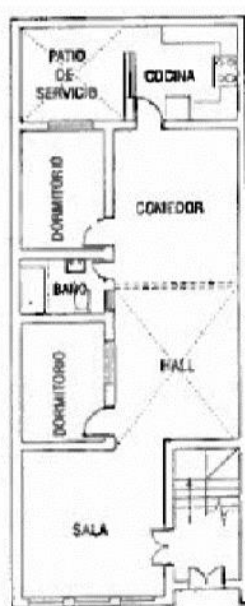
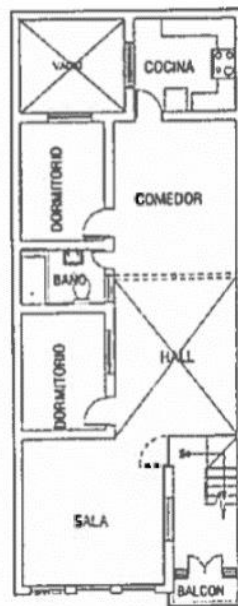


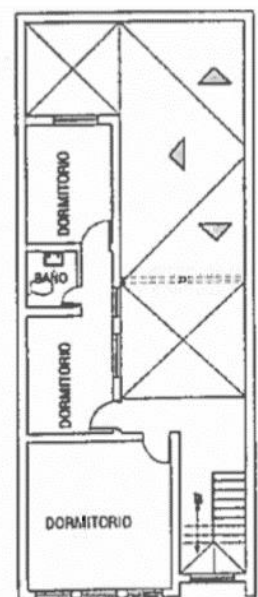
Figura 3.5 Casa Donoso-Guzmán (Rivera & Moyano, 2002).



**PLANTA BAJA**



**1er. PLANTA ALTA**



**2da. PLANTA ALTA**

Figura 3.6 Esquema de la edificación (Rivera & Moyano, 2002).



### 3.2 Definición de la edificación prototipo

Debido a que uno de los objetivos del trabajo de titulación es caracterizar una edificación que represente a todas las viviendas del CHC construidas con MNR, se eligió la casa Donoso Guzmán construida en el año 1958 que, a pesar de tener algunos elementos de hormigón, se construyó en su mayoría con paredes de ladrillo; la distribución de sus paredes y su forma alargada es muy distintiva de las viviendas de la época entre 1950 y 1980. A pesar de que la vivienda cuenta con tres plantas, se decidió reducirla a dos plantas, ya que la mayoría de viviendas de MNR del CHC son de 2 plantas.

De esta forma se mantuvieron las 2 primeras plantas intactas para cada uso. Los planos de la edificación fueron proporcionados por la RSA de los cuales se obtuvo las medidas y distribución de las paredes como se muestra en la siguiente figura:

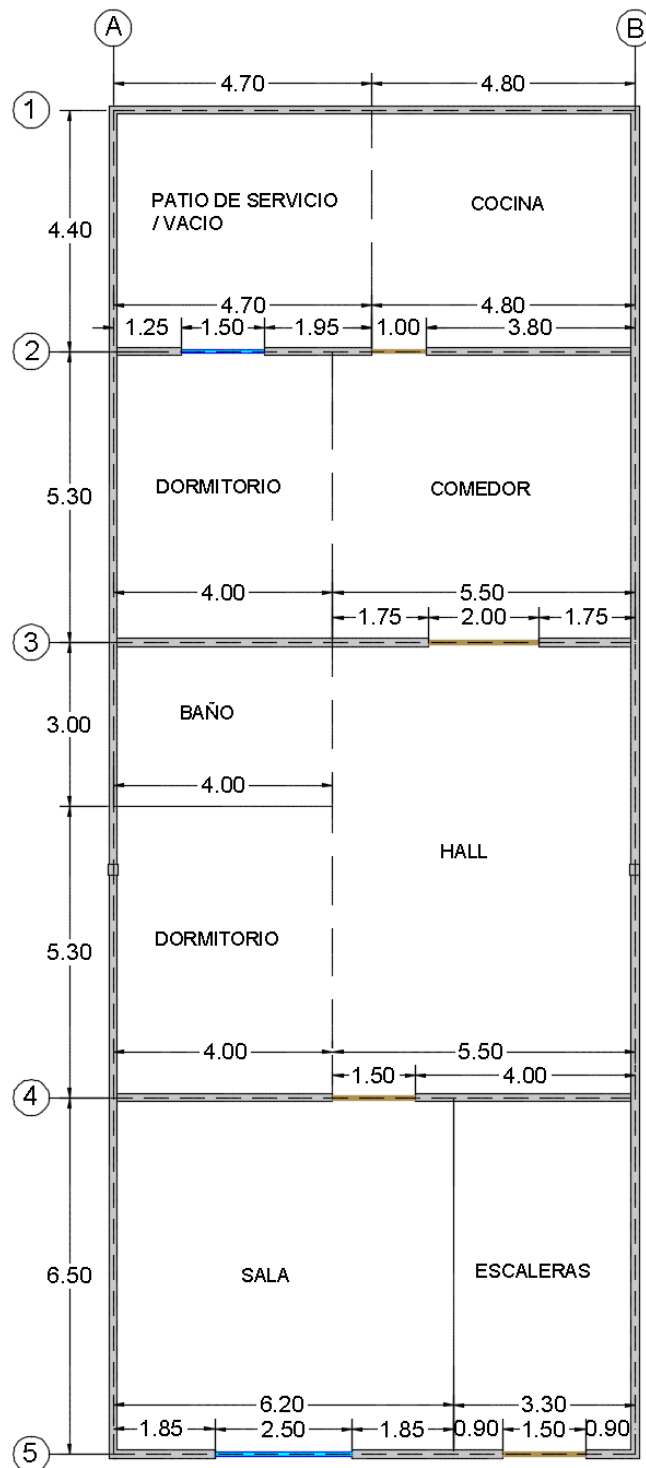


Figura 3.7 Detalle primera y segunda planta

El detalle de la segunda y primera planta resulta ser muy importante debido a que el ancho y altura de las aberturas de paredes y ventanas se utilizara para la construcción del modelo.



En cuanto al entrepiso de la edificación se utilizó un sistema de piso con envigado de madera de eucalipto y entablado simple, siendo este el más común de los edificios de MNR del CHC. Este tipo de piso define el tipo de modelo que se utiliza, ya que un piso flexible resulta ser de gran importancia para definir como se comportará la estructura al momento de transmitir las cargas entre las paredes y la interacción entre ellas. En la sección 5.2 se explicará de manera más detallada como la rigidez del piso influye en el modelo a utilizarse y las consideraciones que deben hacerse para obtener una respuesta correcta de la estructura.

Con el objetivo de representar mejor la configuración y los usos reales de la vivienda el entrepiso se dividió de tres formas para representar los espacios vacíos del patio, hall y las escaleras. De tal forma que en esos espacios no haya piso de madera. A continuación se muestra como el sistema de piso está distribuido en la vivienda de acuerdo a los usos presentados en la tesis “Arquitectura de Líneas Rectas”(Rivera & Moyano, 2002).



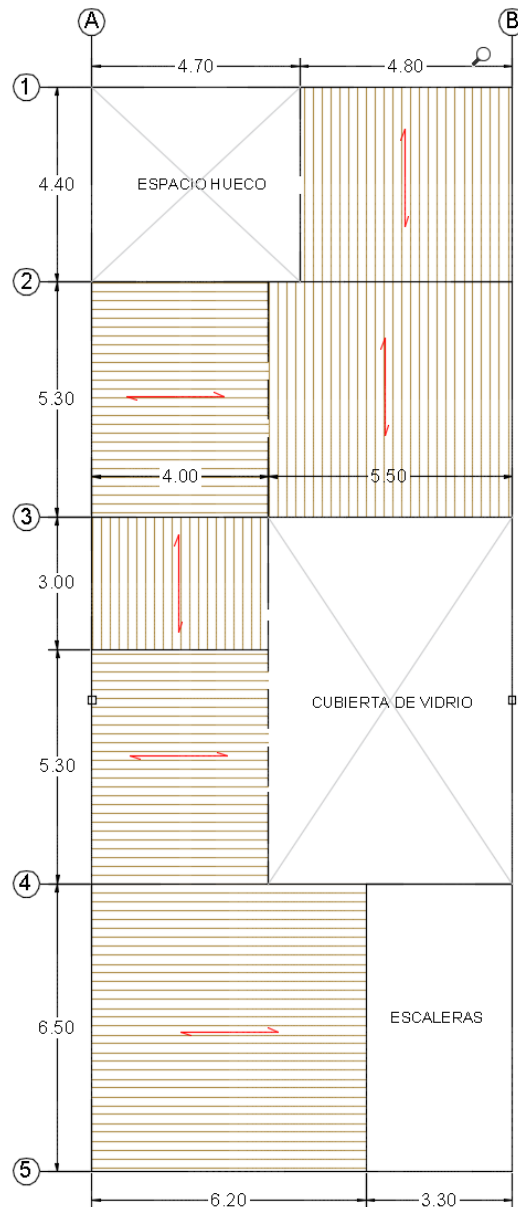


Figura 3.8 Distribución de entrepiso.

Como se puede observar se ha representado orientación de las viguetas de piso en los vanos del edificio. Estos siempre están en la dirección más corta, lo cual resulta ser muy importante para el cálculo de la rigidez a corte del piso debido a que esta depende de si las viguetas están en dirección a la carga del sismo o perpendicular a ella. Esto se detallará más en la sección 5.2.

Por otro lado, para representar la cubierta de la vivienda se utilizó el Visor de Mapas de la página web del Municipio de Cuenca. En la siguiente figura se observa como está distribuida la cubierta de la edificación:



Figura 3.9 Vista Aérea de la cubierta de la edificación.

De acuerdo a esto se pudo notar que la cubierta del edificio está dividida en varias partes, de las cuales dos tienen cubierta de vidrio, una de madera y una cubierta de terraza. Esto resulta ser conveniente para representar a la mayoría de viviendas del CHC, ya que muchas de ellas cuentan con terrazas y cubierta de madera.

En la siguiente figura se muestra como se ha hecho la discretización de la cubierta de la edificación utilizada para el cálculo de resistencia a corte que tendrá el sistema de piso flexible usado en el modelo.

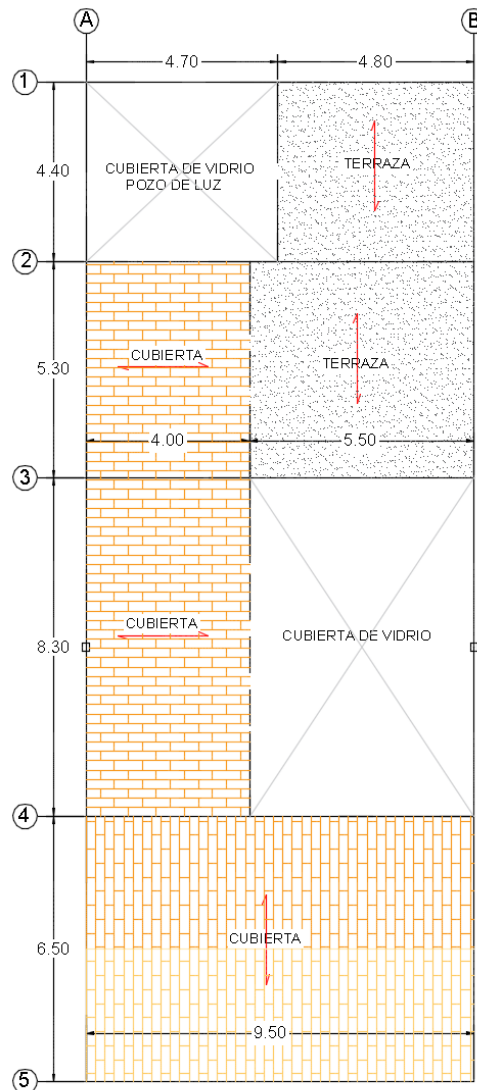


Figura 3.10 Distribución del sistema de cubierta.

La cubierta que se ha utilizado consiste en una de las tipologías más utilizadas en la época correspondiente al sistema de soleras. Este consiste en un sistema de vigas (soleras) que están empotradas en la parte superior de las paredes. Sobre estas se asientan vigas en la dirección más corta del vano para soportar a todo el sistema de cubierta que está construido de madera.

En la siguiente figura se puede observar la estructura básica y más común del sistema de soleras:

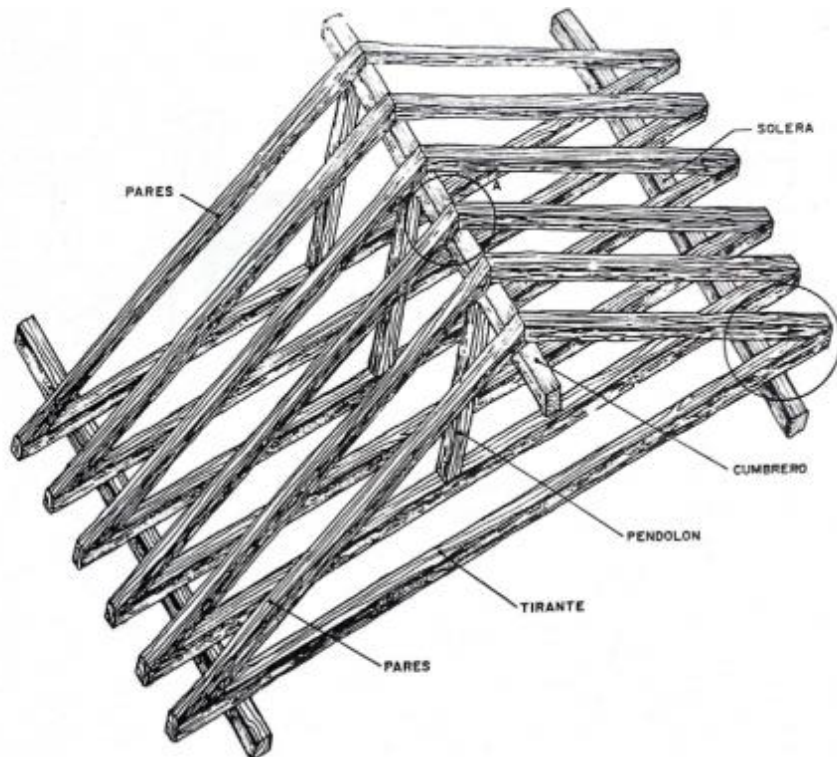


Figura 3.11 Sistema de soleras (Chassi et al., 1982).

Sobre esta estructura se asienta un “enchacleado de carrizo y barro”, estos carrizos se colocaban en forma perpendicular a los paralelos y se los va alternando parte gruesa con parte delgada de uno en uno para que la cama salga regular. Sobre estas se colocan las tejas que en este caso son de barro cocido (Chassi et al., 1982).

En cuanto a la terraza de ladrillo se ha utilizado el sistema de construcción más común de la época. Estas terrazas están construidas con vigas de madera las cuales son estrechas y robustas, y están apoyadas sobre las paredes de ladrillo. Sobre estas se hacía una cama con cantoneras clavadas al envigado. Luego se coloca barro para sujetar al ladrillo de obra de 3.5 cm de espesor, sobre el cual se colocaba mortero de cal o cemento y finalmente una capa más de ladrillo de media obra (Rivera & Moyano, 2002).

En la siguiente figura se muestra un esquema de cómo se construían las terrazas con cubierta de ladrillo:

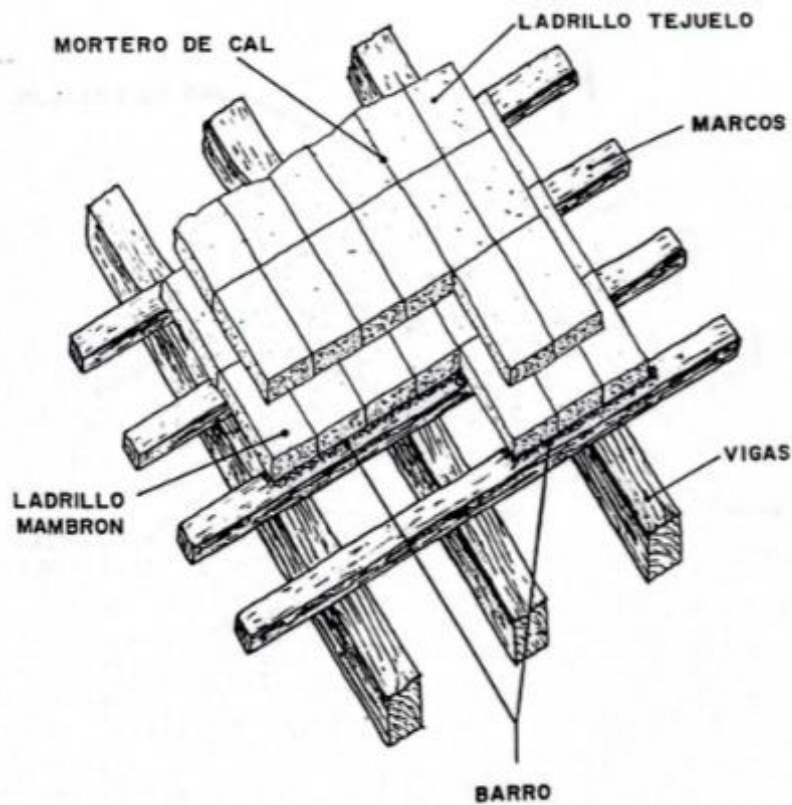


Figura 3.12 Cubierta de terraza (Chassi et al., 1982).

El ladrillo utilizado es el ladrillo de  $\frac{1}{2}$  obra, el cuales fabricado manualmente y por lo tanto es rugoso de superficie porosa. Se diferencia de los demás por sus espesores bajos, siendo el más utilizado el espesor de 3.5 cm y son de 14 x 28.

En cuanto al espesor de las paredes se ha optado por tomar los espesores más comunes de las construcciones de la época. Como se mencionó antes, era una práctica común que las paredes exteriores fueron construidas con un espesor de 30 cm y las paredes interiores de 15 cm (Rivera & Moyano, 2002). A pesar de esto en la ciudad se utilizaba una gran variedad de ladrillos, que se diferenciaban principalmente por sus dimensiones. Su uso se intensificó en los años 50 por sus características mecánicas mejores a las del adobe y bahareque, y la ventaja de construir paredes de espesores menores. Por esta razón, se ha optado por usar 3 espesores, en donde, cada espesor será utilizado tanto para las paredes



internas como para las paredes externas. Además del espesor original de la construcción de 30 cm, se utilizará 2 espesores que corresponden a ladrillos panelón y gigantón, con dimensiones de 30x15x10 y 40x20x10; siendo 15, 20 y 30 cm espesores comunes para paredes de MNR en el CHC. (Andrade & Fernández, 1973).

### 3.3 Propiedades físicas y mecánicas de los materiales

Para el análisis de los modos de falla es necesario definir tanto las propiedades físicas y mecánicas de los materiales como las cargas debidas a su peso propio. Los principales materiales que conforman el sistema estructural son el ladrillo y el mortero para paredes y terrazas, y, la madera y vidrio para pisos y cubiertas. A continuación, se establece los valores adoptados para cada elemento estructural.

#### Paredes de Mampostería

Debido a la ausencia de valores experimentales de las propiedades mecánicas de las paredes de mampostería del CHC, se ha optado por definir rangos en base a valores que recomiendan varios códigos y artículos. Las propiedades mecánicas utilizadas en las paredes de mampostería son: módulo de elasticidad  $E_m$ , resistencia a la compresión simple  $f'_m$ , resistencia al corte  $f'_v$ , coeficiente de fricción interna (mortero)  $\mu$ , cohesión (mortero)  $c$ , resistencia a la tensión de la unidad  $f_{bt}$ , módulo de corte  $G_m$  y peso específico  $\gamma$ .

#### *Módulo de Elasticidad*

Existe una diversidad de enfoques propuestos por varios autores para estimar el módulo de elasticidad de las paredes de mampostería. Un modo fácil de estimar el módulo de elasticidad es a través de un enfoque empírico, el cual relaciona al módulo de elasticidad con la resistencia a la compresión de la mampostería. Varias normativas proponen sus fórmulas empíricas, las cuales están directamente relacionadas con los valores de la resistencia a la compresión de



la mampostería  $f'_m$ . Estos valores se encuentran en un rango de 350 a 750 veces la resistencia a la compresión de la mampostería, para el caso del ladrillo de barro cocido (arcilla), como se indica en la siguiente tabla:

Tabla 3.1 Fórmulas empíricas adoptadas por varios códigos para determinar el módulo de elasticidad de la mampostería.

<b>Norma</b>	<b>Módulo de elasticidad <math>E_m</math></b>
ACI 530 - 05	$E_m = 700 * f'_m$
NEC-SE-MP (Ecuador)	$E_m = 750 * f'_m \leq 20\,000\text{MPa}$
NMX-C-464-ONNCCE-2010 (México)	$E_m = 600 * f'_m$ *cargas corta duración. $E_m = 350 * f'_m$ *cargas sostenidas.
NSR-10. Título D (Colombia)	$E_m = 750 * f'_m \leq 20\,000\text{MPa}$
Norma Técnica E.070 2006 (Perú)	$E_m = 500 * f'_m$

En base a lo especificado en la tabla anterior se define para este trabajo valores de módulo de elasticidad de 300, 400 y 600 veces la resistencia a la compresión de la mampostería  $f'_m$ , que corresponden a un material malo, regular y bueno respectivamente.

#### *Módulo de corte*

Para el módulo de corte  $G_m$  se toma un 0.4 del módulo de elasticidad  $E_m$ , este valor es utilizado por todas las normativas mencionadas en la tabla anterior (ACI-530, 2002; NEC-SE-MP, 2015; NMX-C-464, 2010; Norma Técnica E. 070, 2006; NSR, 2010).

#### *Resistencia a la compresión de la mampostería*

La resistencia a la compresión de la mampostería  $f'_m$  está en función de la resistencia de las unidades de ladrillo, la resistencia y espesor del mortero utilizado en las juntas, curado, la mano de obra, entre otros factores. Existen dos enfoques para determinar el  $f'_m$ , el experimental (ensayo experimental del prisma) y el analítico (mediante fórmulas en función de las propiedades mecánicas individuales: unidad de ladrillo y mortero). Recurrir al enfoque





experimental rendirá resultados más representativos del desempeño en la obra de mampostería que el ensayo individual de los materiales componentes de la mampostería (enfoque analítico).

Actualmente en la localidad no existen ensayos que determinen la resistencia a la compresión de las paredes de mampostería del CHC, por lo que se ha decidido establecer rangos de valores en base a los obtenidos en la Universidad de Pavia y el Centro Común de Investigación de la Comunidad Europea en Ispra (Guido Magenes & Calvi, 1997).

Tabla 3.2 Propiedades del material definidas en Pavia y en Ispra para pruebas de corte en paredes (Guido Magenes & Calvi, 1997).

Propiedad	Pavia test	Ispra test
Resistencia a la tensión de la unidad de ladrillo $f_{bt}$	12.85 kgf/cm <sup>2</sup>	24.88 kfg/cm <sup>2</sup>
Cohesión de la junta de mortero $c$	2.14 kfg/cm <sup>2</sup>	2.34 kfg/cm <sup>2</sup>
Coeficiente de fricción de la junta de mortero $\mu$	0.81	0.58
Resistencia a la compresión simple $f'_m$	80.56 kfg/cm <sup>2</sup>	63.22 kfg/cm <sup>2</sup>

Los rangos de valores correspondientes a un material malo, bueno y regular se definen en la Tabla 3.3 en base a los valores de la Tabla 3.2. Excepto para la cohesión y la junta de mortero se trabaja únicamente con un valor promedio de los definidos en la Tabla 3.2 para todos los casos (malo, regular y bueno).

#### *Peso específico*

El peso propio de las paredes de mampostería se determina en base a la geometría de las paredes (alto, largo y espesor, definidos anteriormente) y un valor aproximado de peso específico. El peso específico escogido en este trabajo





corresponde a 1600, 1750 y 1900 kgf/m<sup>3</sup> para un material malo, bueno y regular, respectivamente (Calvi & Magenes, 1994; Jiménez, 2016; NEC-SE-MP, 2015).

En la siguiente tabla, se indica un resumen de las propiedades mecánicas para paredes de mampostería.

Tabla 3.3 Propiedades mecánicas de paredes de mampostería.

Propiedad	Nomenclatura	Valor			Referencia Bibliográfica
		Malo	Regular	Bueno	
Módulo de elasticidad	$E_m$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	13 500	24 000	45 000	(ACI-530, 2002; NEC-SE-MP, 2015; NMX-C-464, 2010; Norma Técnica E. 070, 2006; NSR, 2010)
Resistencia a la compresión simple	$f'_m$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	45	60	75	(Guido Magenes & Calvi, 1997; Norma Técnica E. 070, 2006)
Resistencia al corte	$f'_v$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	2	6	10	(K Beyer & Dazio, 2011; Calvi & Magenes, 1994; Jiménez, 2016; Giovanni Rinaldin, 2012)
Coefficiente de fricción de la junta de mortero	$\mu$	0.70	0.70	0.70	(Guido Magenes & Calvi, 1997)
Cohesión de la junta de mortero	$c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	2.20	2.20	2.20	(Guido Magenes & Calvi, 1997)
Resistencia a tensión de la unidad	$f_{bt}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	12.00	18.00	24.00	(Guido Magenes & Calvi, 1997)
Módulo de corte	$G_m$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	5 400	9 600	15 000	(ACI-530, 2002; NEC-SE-MP, 2015; NMX-C-464, 2010; Norma Técnica E. 070, 2006; NSR, 2010)
Peso Específico	$\gamma$ (kgf/m <sup>3</sup> )	1 600	1 750	1 900	(Calvi & Magenes, 1994; Jiménez, 2016; NEC-SE-MP, 2015)

## Piso de madera

### Módulo de Corte



La mayoría de los trabajos experimentales sobre el desempeño sísmico de pisos de entablado simple (Brignola et al., 2012; Corradi, Speranzini, Borri, & Vignoli, 2006; Giongo, Piazza, & Tomasi, 2011; Valluzzi, Garbin, Dalla Benetta, & Modena, 2010) reportaron valores de módulo de corte  $G_{eq}$  en el intervalo entre 5MPa y 20MPa. En este trabajo se adopta un  $G_{eq}$  de 15 y 20 MPa.

#### *Peso específico*

Para determinar la carga que genera el piso de madera debido a su peso propio, se estableció en base a revisión bibliográfica (Fernández & Lucero, n.d.; Keenan & Tejada, 1987), un peso específico que represente los elementos que conforman el piso (vigas y entablado de madera), además de un espesor equivalente. El peso específico utilizado corresponde a  $600 \text{ kgf/m}^3$  y el espesor equivalente a 10cm, dando una carga de  $60 \text{ kgf/m}^2$ .

#### **Cubierta de madera**

Los pesos de los materiales que colaboran al peso total de la cubierta son: el peso propio de la armadura, el peso del material de techar, el peso del material de cielorraso, el peso del enchacado y el peso del material de aislamiento. La carga debido al peso propio resultó de  $130 \text{ kgf/m}^2$ , desglosada en la siguiente tabla.

Tabla 3.4 Materiales de techar comunes en la localidad (Chassi et al., 1982).

<b>Material</b>	<b>Carga (<math>\text{kgf/m}^2</math>)</b>
Armadura	55
Teja árabe	45
Cielorraso*	30

\*Incluye enchacado y material de aislamiento.

#### **Cubierta de vidrio**

Para los espacios vacíos que llevan al hall y al patio de comidas se hace uso de una cubierta de vidrio sobre una estructura de madera. Para la estructura de madera se define un peso de  $20 \text{ kgf/m}^2$  mientras que para el vidrio un peso de  $12 \text{ kgf/m}^2$  (Chassi et al., 1982). La carga total es de  $32 \text{ kgf/m}^2$ .



## Terraza

El peso de la terraza de ladrillo utilizado en este trabajo corresponde al valor de 74 kgf/m<sup>2</sup> propuesto en (Chassi et al., 1982).

En la siguiente tabla se indica un resumen de las cargas debidas al peso propio de los elementos.

Tabla 3.5 Cargas utilizadas en el modelo, debido al peso propio de los elementos.

Material	Carga (kgf/m <sup>2</sup> )
Piso de madera	60
Cubierta de madera	130
Cubierta de vidrio	32
Terraza	74

## 4 ESTABLECIMIENTO DE ESQUEMAS POSIBLES DE MODELIZACIÓN

En la última década, el logro de conceptos de ingeniería sísmica basados en el desempeño ha llevado a una utilización creciente de procedimientos estáticos no lineales en la evaluación del desempeño sísmico de edificios de mampostería como es el método de Coeficiente o el método de Espectro de Capacidad. Como es ampliamente conocido, estos procedimientos se basan en una comparación entre la capacidad de desplazamiento de la estructura y la ubicación del terremoto predecible. La definición de la capacidad de desplazamiento requiere la evaluación de una curva de fuerza-desplazamiento (curva *pushover*) capaz de describir la respuesta inelástica general de la estructura y proporcionar información esencial que idealice su comportamiento en términos de rigidez, fuerza general y capacidad de desplazamiento final. Esta curva se puede obtener mediante un análisis estático incremental no lineal (*pushover*), es decir, sometiendo la estructura, idealizada mediante un modelo adecuado, a un patrón



de carga lateral estática de magnitud creciente. Para este objetivo, se pueden seguir diferentes estrategias (Chiara Calderini, Cattari, & Lagomarsino, 2008).

### **Esquemas de modelización**

Debido a que la tipología está compuesta principalmente de ladrillo, es necesario garantizar que los muros y vigas dintel actúen como un solo elemento mediante la utilización de mortero en las juntas para unir los bloques de ladrillo, sin embargo, estas provocan superficies de falla que complican el comportamiento no lineal ya que el ladrillo se considera más rígido que el mortero (Chiara Calderini et al., 2008) . Por lo que es necesario encontrar un tipo modelo para el análisis de la estructura que logre superar estas dificultades, y, además capture el comportamiento real de la estructura.

En el proyecto europeo PERPETUATE (Chiara Calderini et al., 2008; Serena Cattari, Lagomarsino, Bazzurro, et al., 2015; Lagomarsino et al., 2013), se definen dos clasificaciones para modelos de estructuras de mampostería: 1) la escala de análisis y 2) el tipo de descripción del continuo de mampostería, siendo la primera la más utilizada.

Para modelos estructurales que asumen como criterio de clasificación la escala de análisis, se distinguen dos modelos, el modelo de elementos finitos y el modelo de elementos estructurales, el cual se basa en una idealización de la estructura mediante un “pórtico equivalente” (Jiménez, 2016). Estos dos enfoques son comúnmente utilizados para la evaluación de comportamiento de edificación de mampostería. El primer enfoque de elementos finitos consiste en discretizar la mampostería en una serie de elementos finitos, para adoptar una ley constitutiva no lineal adecuada y finalmente realizar un análisis incremental no lineal. Aunque este enfoque puede proporcionar una descripción bastante precisa de la estructura y de su material, requiere un alto esfuerzo computacional que no resulta ser muy práctico, además en cuanto a identificación de los elementos sobre los cuales se monitorea los parámetros puede ser ambigua y puede implicar repetidas operaciones promedio realizadas. Por lo que el



segundo enfoque es comúnmente adoptado para estructuras de mampostería estándar, compuesto por paredes bien conectadas con un patrón bastante regular de aberturas. Este se basa en la idealización de la estructura a través de un “marco equivalente” en la que la pared resistente se discretiza mediante un conjunto de paneles de mampostería en los que se concentra la respuesta no lineal. En este tipo de modelo solo se consideran mecanismo resistentes en el plano ya que una verificación sísmica exhaustiva requeriría tomar en cuenta mecanismos fuera del plano que se producen por desviaciones excesivas de diafragmas y conexiones insuficientes entre las paredes, sin embargo cuando la atención se centra en el comportamiento sísmico en general de la estructura, es común descuidar este tipo de mecanismos de falla o cuando se previenen mediante medidas adecuadas como vigas de atado perimetral, ataduras de acero en los niveles de suelo (Chiara Calderini et al., 2008; Guido Magenes & Calvi, 1997).

Según Morandi, un modelo bidimensional de elementos finitos no es muy recomendable para estructuras de mampostería no reforzada, porque el comportamiento no lineal de éste no es una aproximación muy realista. Los modelos de elementos estructurales que se desarrollan actualmente obedecen a la aproximación de pórtico equivalente. Estos modelos con paredes modeladas con elementos de “viga-columna” con deformación por corte y acoplado por pisos y eventualmente por vigas dintel, pueden representar la configuración geométrica de los edificios de mampostería, razón por la cual se conocen como modelos de pórtico equivalente. (Morandi, 2006).

El método usado en este trabajo corresponde al desarrollado por la Universidad de Pavia, basado en el marco equivalente. El mecanismo resistente está gobernado por la respuesta en el plano de los muros, es decir, que la falla del edificio se produce a partir del daño en las paredes, alineados en la dirección del sismo, por lo que no se consideran los modos de falla fuera del plano. La primera suposición del método es que la distribución de fuerzas internas en el estado último (colapso) está gobernado por la resistencia de los miembros y el equilibrio (Morandi, 2006).



## Modelo de Pórtico Equivalente

Las estrategias de modelado de elementos estructurales se basan en la identificación de elementos estructurales macroscópicos, definidos desde un punto de vista geométrico y cinemático a través de elementos finitos, y descritos desde un punto de vista estático a través de fuerzas internas generalizadas. En el campo de los modelos de elementos estructurales, los modelos de "pórtico equivalente" son los más difundidos. Consideran las paredes como un pórtico idealizado, en el que los elementos deformables (donde se concentra la respuesta no lineal) se conectan mediante nodos rígidos (partes de la pared que generalmente no están sujetas a daños). Centrándose en la respuesta en el plano de muros de mampostería complejos con aberturas regulares, generalmente se pueden identificar dos componentes estructurales principales: pilares y vigas dintel.

Esta idealización se basa en la observación del daño sísmico que muestra que las grietas y los modos de falla se concentran en dichos elementos. Los pilares son los principales elementos verticales resistentes que soportan cargas verticales y laterales; los elementos vigas dintel, que están destinados a ser aquellas partes de las paredes entre dos aberturas alineadas verticalmente, son elementos horizontales secundarios que acoplan la respuesta de los pilares adyacentes en el caso de cargas laterales. Vale la pena señalar que, los elementos vigas dintel afectan significativamente las condiciones de borde de los pilares al permitir o restringir las rotaciones, con una influencia significativa en la capacidad lateral de la pared (Lagomarsino et al., 2013).

El modelo de pórtico equivalente es aplicable sólo en el caso de muros con geometría y distribución de aberturas regular, donde las estructuras de mampostería se forma de elementos monodimensionales en el centroide de los elementos estructurales constituida por: elementos monodimensionales con eje vertical (muros de mampostería no reforzada) y elementos monodimensionales con eje horizontal (vigas dintel) (Jiménez, 2016; Morandi, 2006). El modelo de

pórtico equivalente de una pared de mampostería común se muestra en la siguiente figura.

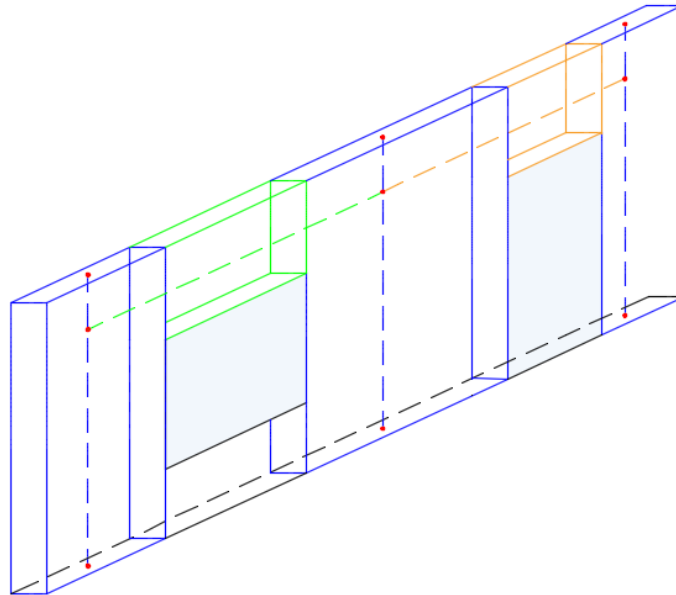


Figura 4.1 Identificación de los elementos estructurales de un muro de mampostería.

Las paredes son modeladas como elemento viga desde el piso superior al inferior y está dividido en una parte deformable y una o dos partes rígidas en los extremos. La parte deformable se representa con una altura efectiva y para el cálculo se utiliza la siguiente expresión que depende de la altura del pilar y las aberturas (Morandi, 2006):

$$H_{eff} = h' + H_d \quad (4.1)$$

Donde,

$H_{eff}$ : Altura deformable.

$h'$ : es un parámetro que se calcula utilizando los criterios de la Figura 4.2.

$H_d$ : es un valor extra que se suma a  $h'$  para obtener la altura deformable y se calcula mediante la expresión 4.2.

$$H_d = \frac{1}{3} D \frac{\bar{H} - h'}{h'} \quad (4.2)$$

Donde,

D = largo pilar de mampostería

$\bar{H}$  = Altura de entrepiso

En la siguiente figura se muestra los casos de distribución de aberturas en las paredes de mampostería.

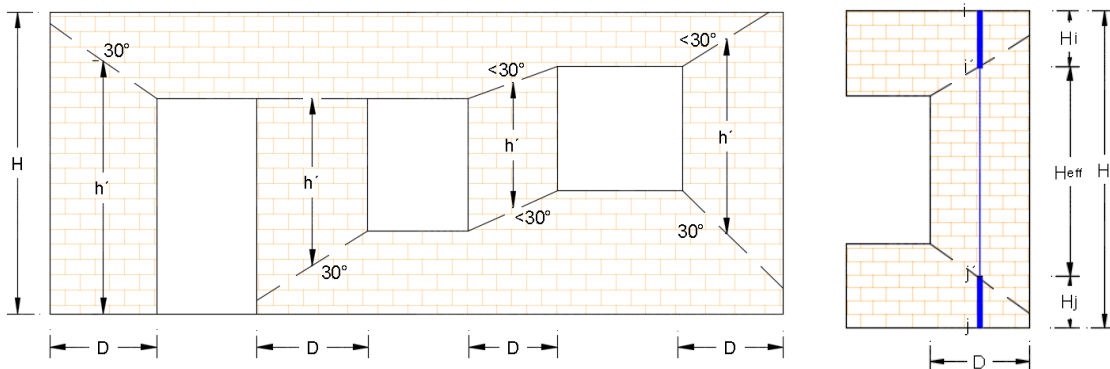


Figura 4.2 Criterio para el valor de  $h'$  y distribución de aberturas en paredes de mampostería.

Las vigas dintel son modeladas a nivel de cada piso con elementos tipo viga ubicadas en el centroide de los elementos estructurales que conectan a los centroides de las paredes. Están compuestas por extremos rígidos y una parte deformable, la cual coincide con la longitud de las aberturas. Como se representa en la siguiente figura:



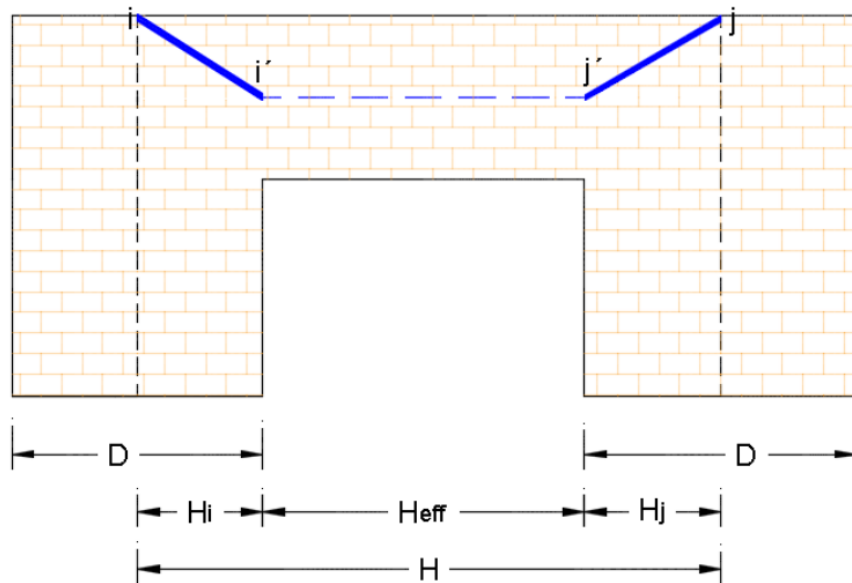


Figura 4.3 Elemento estructural horizontal (Viga dintel)

En algunos casos las vigas dintel no se consideran como elementos estructurales debido a que no se construyen porciones de pared por encima de las aberturas o porque no están bien conectadas a las paredes adyacentes y soportadas por un elemento resistente a la flexión (viga de amarre). Por otro lado, en la estructura existente, la altura de la viga dintel es considerable y existe una conexión efectiva con elementos a las paredes adyacentes por elementos resistentes a flexión, por lo que se considera en el modelo estructural (Morandi, 2006).

Como alternativa a los modelos de pórtico equivalente basados en los elementos no lineales tipo viga, este modelo se basó en resortes no lineales. Este modelo fue desarrollado inicialmente para edificios de concreto reforzado. Para paredes de MNR este método consiste en una disposición de resortes no lineales de corte en serie con resortes rotacionales y un resorte axial (Amadio et al., 2011; Giovanni Rinaldin et al., 2016; Weggel, Boyajian, & Chen, 2007). Este método se explicará más detalladamente a continuación.

### Modelización global: modelo de pórtico equivalente con macro-elementos no lineales tipo resorte

Como se mencionó anteriormente en este trabajo se adoptó el modelo de pórtico equivalente con macro-elementos no lineales de tipo resorte desarrollado por (Amadio et al., 2011; G Rinaldin & Amadio, 2016). Estos macro-elementos permiten capturar los modos de falla tanto de pilares como vigas dintel mediante tres elementos tipo resorte: dos extremos que trabajan a flexión y uno central que trabaja a corte (Figura 4.4). La longitud del resorte de corte no es relevante mientras que la longitud del resorte de flexión si lo es, pues, es necesaria para evaluar y controlar las rotaciones (Jiménez, 2016). La longitud del resorte de flexión tanto para pilares como para vigas dintel se asumió igual al 10% de sus respectivas longitudes efectivas, tal como lo sugieren (Paulay & Priestley, 1992).

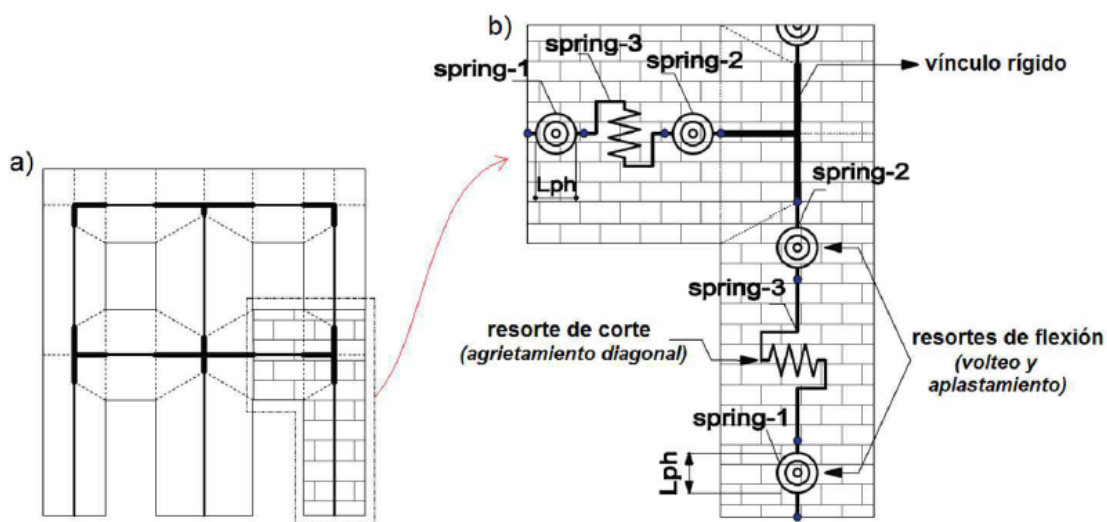


Figura 4.4 Modelo global propuesto para paredes de MNR (Jiménez, 2016).

Debido a que los elemento multi-resorte desarrollado por (Amadio et al., 2011; Giovanni Rinaldin et al., 2016) son similares a los de Ruaukoko (Jiménez, 2016), se adopta además su modelo cinemático. Este modelo define el sistema de coordenadas locales para el elemento multi-resorte mediante tres grados de libertad:  $u_1$ ,  $u_2$  y  $\phi$ , para el monitoreo de desplazamientos axial, transversal y de rotación en el plano, respectivamente (Figura 4.5).

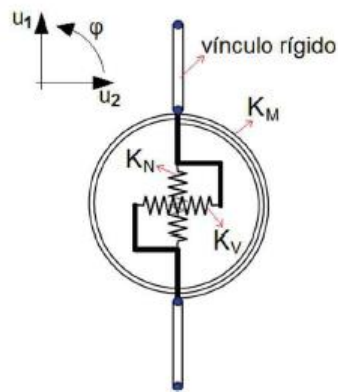


Figura 4.5 Elemento multi-resorte y coordenadas locales.

Cada elemento multi-resorte está conformado por tres componentes de fuerza elástica desacoplados  $F_{e,i} = (N_e, V_e, M_e)$ , cuya matriz de rigidez elástica local es diagonal de dimensión 3 ( $i = 1, 2$  y  $3$ , corresponden a los resortes de la Figura 4.4):

$$F_{e,i} = K_i u_i \quad (4.2)$$

$$K_i = \begin{pmatrix} k_{N,i} & 0 & 0 \\ 0 & k_{v,i} & 0 \\ 0 & 0 & k_{M,i} \end{pmatrix} \quad (4.3)$$

donde, la rigidez axial  $k_{N,i}$ , de corte  $k_{v,i}$  y flexión  $k_{M,i}$ , vienen dadas por las siguientes ecuaciones:

- Rigidez axial ( $k_{N,i}$ ):

$$k_{N,i} = 3 \frac{EA}{H_{eff}} \quad \text{para } i = 1, 2, 3 \quad (4.4)$$

siendo, E el módulo de elasticidad de la mampostería, A el área de la sección transversal del elemento de mampostería (pilar o viga dintel) y



$H_{eff}$  la longitud deformable del elemento (pilar o viga dintel) determinada con la ecuación (4.1).

- Rigidez de corte (transversal):

$$\begin{aligned} a) \quad k_{v,i} &= k_{\infty} \quad \text{para } i = 1,2 \\ b) \quad k_{v,3} &= \frac{1}{\frac{H_{eff}^3}{12EI} + \frac{\chi H_{eff}}{GA}} \quad ; \quad c) \quad k_{v,3} = \frac{1}{\frac{H_{eff}^3}{3EI} + \frac{\chi H_{eff}}{GA}} \end{aligned} \quad (4.5)$$

siendo,  $\chi = 1.2$  el factor de forma,  $I$  el momento de inercia de la sección transversal del elemento de mampostería (pilar o viga dintel) y  $G$  el módulo de corte de la mampostería. La expresión (4.5) literal a), indica una rigidez de corte lo suficientemente alta como para inhibir la deformación de corte en los resortes 1 y 2 (Figura 4.4). Las expresiones (4.5) literales b) y c), corresponden a la rigidez de corte para una condición de borde totalmente restringido y en cantiléver, respectivamente.

- Rigidez a flexión:

$$a) \quad k_{M,i} = \frac{8EI}{H_{eff}} \quad \text{para } i = 1,2 \quad \text{y} \quad b) \quad k_{M,3} = k_{\infty} \quad (4.6)$$

La expresión (4.6) literal b), indica una rigidez a flexión lo bastante alto como para inhibir la rotación a flexión del resorte 3 (Figura 4.4).



## 5 MODELIZACIÓN DE LOS ELEMENTOS

La estabilidad de estructuras de mampostería en regiones no sísmicas es verificada únicamente para cargas de gravedad. En regiones sísmicas las estructuras de mampostería deben ser verificadas considerando además cargas horizontales cíclicas que provocan un esfuerzo adicional de momento y corte en las paredes estructurales, excediendo el rango elástico del comportamiento de los materiales de mampostería (Tomaževič, 1999).

Dentro de la evaluación sísmica de edificios de MNR, existen dos tipos de estudio: 1) edificios regidos por el primer modo de falla global, esto significa, por mecanismos de falla de las paredes fuera de su plano, y 2) edificios regidos por el segundo modo de falla global, esto es, por mecanismos de falla de las paredes en su propio plano (Giuffré, 1993). Este trabajo se centrará en el estudio del segundo modo de falla global.

Pruebas experimentales de laboratorio y análisis de daño sísmico han mostrado que las paredes de ladrillo estructural (pilares) sujetas a cargas en el plano pueden mostrar dos tipos típicos de comportamiento: a flexión y a corte. El comportamiento a flexión está asociado a dos modos de falla, Volteo (*Rocking*) y Aplastamiento (*Toe-Crushing*), mientras que, el comportamiento a corte está asociado con los modos de falla de Agrietamiento Diagonal (*Diagonal Cracking*) y Corte con Deslizamiento (*Shear Sliding*) (Lagomarsino et al., 2013; Tomaževič, 1999).

En paredes de mampostería la ocurrencia de los diferentes modos de falla depende de varios parámetros que se pueden resumir de la siguiente manera: geometría de la pared (relación de aspecto alto/ancho), condiciones de borde, características mecánicas de los componentes de la mampostería (ladrillos y mortero) y cargas actuantes (Lagomarsino et al., 2013; Tomaževič, 1999).

Varias investigaciones experimentales relacionadas al comportamiento de las paredes de mampostería se han venido desarrollando en las últimas décadas,

sin embargo, las pruebas en los dinteles de mampostería han sido muy limitadas y bastante recientes (Lagomarsino et al., 2013). Observaciones post-terremoto y ensayos experimentales han mostrado dos patrones de daño que pueden distinguirse en los dinteles de mampostería: los asociados a un modo de fallo por flexión y los asociados a un modo de fallo por corte (Katrin Beyer & Dazio, 2012).

En la siguiente figura se esquematiza los modos de falla en paredes y dinteles de mampostería.

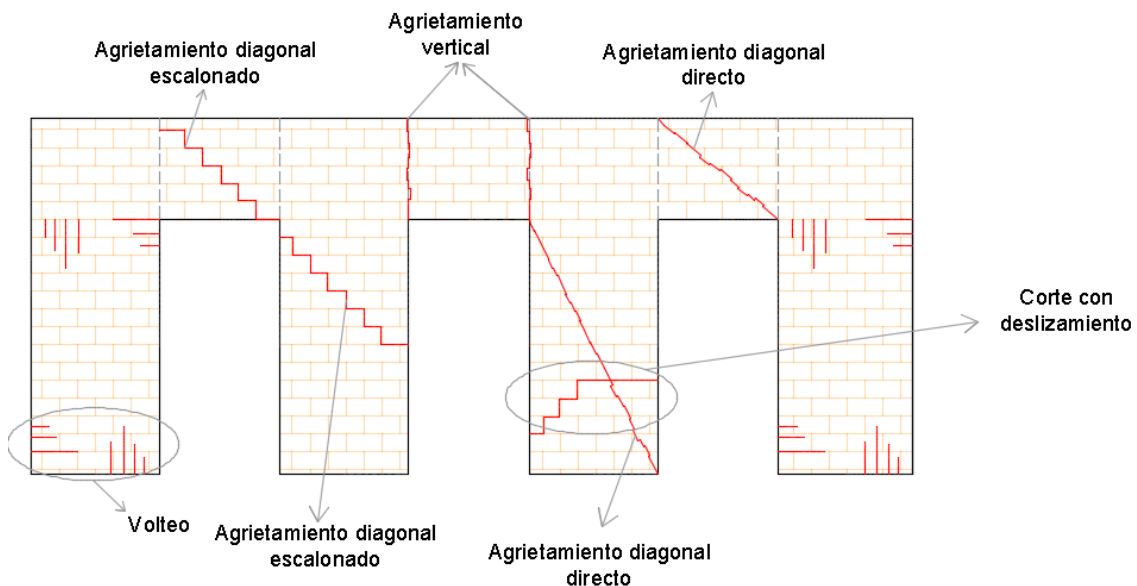


Figura 5.1 Modos de falla considerados en pilares y vigas dintel (Jiménez, 2016).

A continuación, tanto para los pilares como para las vigas dintel se tratará aspectos relacionados con sus condiciones de borde, descripción de los modos de falla y fórmulas utilizadas para estimar sus resistencias.

## 5.1 PILARES Y VIGAS DINTEL

### 5.1.1 Modos de falla en pilares

Este trabajo tomó en consideración cuatro modos de falla en los pilares: 1) volteo/aplastamiento (debido a flexión), 2) agrietamiento diagonal directo (corte



por tensión diagonal), 3) agrietamiento diagonal escalonado (corte por tensión diagonal) y 4) corte con deslizamiento (modo de falla mixto/híbrido).

Los criterios de resistencia de los pilares han sido ampliamente discutidos en la literatura desde un punto de vista teórico y experimental (Quagliarini, Maracchini, & Clementi, 2017). Los más comunes propuestos en la literatura y adoptados por los códigos (NTC 2008, EC8-3, FEMA 306, CNR-DT 212, DIN 1053-100) se presentan en la Tabla 2 del artículo de (Quagliarini et al., 2017). Más adelante, se indica las formulaciones adoptadas.

Por simplicidad, en este trabajo se ha obviado la influencia de la interacción con la carga axial (P-M y P-V), asumiendo en todas las formulaciones de resistencia para pilares una fuerza axial constante.

### **Condiciones de borde**

Los pilares son muros de mampostería que están conectados por losas, vigas dintel y vigas de hormigón, los cuales actúan como elementos de acoplamiento al presentarse cargas laterales como lo es un sismo (Lagomarsino et al., 2013).

De acuerdo a Tomažević, (1999) los muros de mampostería se pueden clasificar en tres categorías diferentes que dependen de la rigidez y resistencia de los elementos de acoplamiento. Estas tres categorías son: 1) paredes llenas en cantiléver (Figura 5.2), 2) paredes con aberturas y acoplamiento pilar débil – viga-dintel fuerte (Figura 5.3) y 3) paredes con aberturas y acoplamiento pilar fuerte – viga-dintel débil (Figura 5.4).

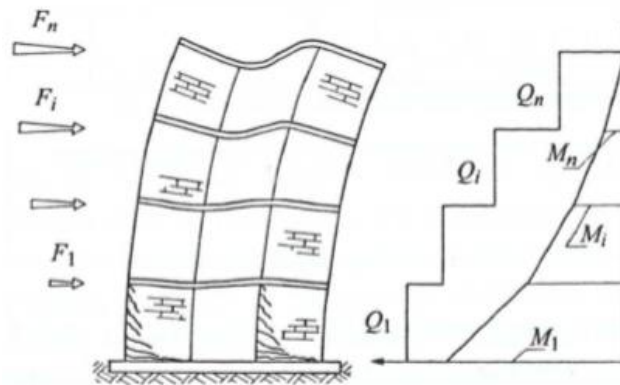


Figura 5.2 Patrón de deformada y variación de cortantes y momentos para tipología de paredes llenas en cantiléver con piso de losa flexible (Tomažević, 1999)

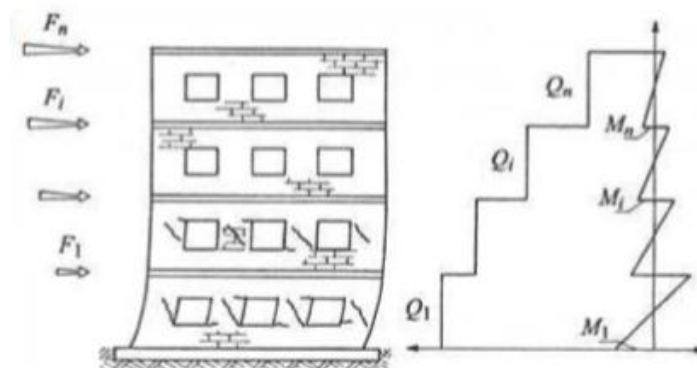


Figura 5.3 Patrón de deformada lateral y variación de cortantes y momentos para pared con pilar débil-viga dintel fuerte (Tomažević, 1999)

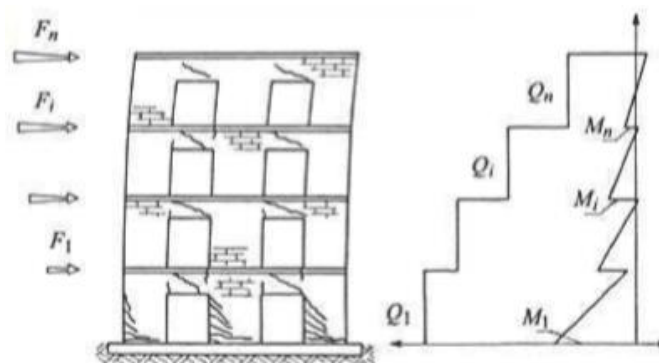


Figura 5.4 Patrón de deformada lateral y variación de cortantes y momentos para pared con pilar fuerte-viga dintel débil (Tomažević, 1999)





Para el primer caso, se ha tomado en cuenta paredes llenas, es decir sin aberturas como ventanas o puertas, por lo que el único elemento de acoplamiento es la losa de piso, la cual se considera rígida en dirección al plano del pilar, pero flexible en la dirección ortogonal y distribuye las cargas laterales en proporción a su rigidez. Sin embargo, no transfieren ningún momento resultante de la flexión de los muros, por lo que las paredes desarrollan grandes momentos flexionantes en las partes bajas.

En la mayoría de los casos los pilares cuentan con aberturas para ventanas y puertas, donde las vigas dintel que se encuentran por debajo y encima de los mismos transfieren las fuerzas sísmicas. Dependiendo del tamaño de las aberturas y la calidad de mampostería los pilares pueden ser más débiles que las vigas dintel como es común en las construcciones de mampostería no reforzada. Por lo que el daño se produce en los pilares. Debido a que las vigas dintel son rígidas se puede considerar para este caso como si los pilares estuvieran empotrados en ambos extremos.

Dependiendo de la geometría y calidad de la mampostería los pilares fallaran por corte debido a la compresión diagonal hasta que se produzca aplastamiento de la mampostería en las zonas más comprimidas. La falla por cortante es el mecanismo de falla más común en los pilares, lo cual no resulta favorable en cuanto a ductilidad y disipación de energía.

En el caso de mampostería donde las vigas dintel sean más débiles que los pilares, estas se comportan como vigas de acoplamiento que conectan a los muros y transfieren los momentos de flexión. Si los pilares y dinteles son adecuadamente reforzados estarán sujetos a un comportamiento de flexión predominante que mejorara significativamente su resistencia lateral y disipación de energía de la estructura. Esto produce que el daño no solo ocurra en el pilar, sino también en los dinteles. Este mecanismo de falla es el más deseado de los tres mecanismos.



Magenes & Calvi, (1997) consideran la influencia de las condiciones de borde en la resistencia de los pilares, ya que en las formulaciones mediante factores se incluyen como parámetro la relación de corte ( $\alpha_v$ ). Para ello es necesario establecer una altura efectiva ( $H_o$ ), que mide la altura hasta el punto de momento nulo, o punto de inflexión en la deformada del pilar. En las formulaciones de Magenes & Calvi se aplican los factores de 0.5 y 1 para condiciones de borde en cantiléver y con extremos fijos (simulados experimentalmente) sobre la altura deformable  $H_o$ . De esta forma se eligen estos factores dependiendo del grado de acoplamiento o condiciones de borde de los pilares.

Tomažević, (1999) sugiere para los casos de pilar débil–viga-dintel fuerte la equiparación con la condición de pilares con extremos fijos, en tanto que para los casos de pilar fuerte–viga-dintel débil, la equiparación con la condición de pilares en cantiléver.

Actualmente, no existen ensayos experimentales ni modelos de simulación de edificios de MNR en el país, que nos permita definir las condiciones de borde reales de estas edificaciones. Por esta razón, en este trabajo se ha adoptado por una condición de borde en pilares semi-restringida a rotación, ya que, en el estudio “Evaluación sísmica de edificios de mampostería no reforzada típicos de Barcelona: modelización y revisión de la aplicación del Método del Espectro de Capacidad” (Jiménez, 2016) representó la mejor aproximación en virtud de los resultados obtenidos.

#### **5.1.1.1 *Falla por flexión***

El comportamiento a flexión generalmente está asociado a dos modos de falla: Volteo (Rocking) y Aplastamiento (Toe-Crushing). La ocurrencia de uno u otro modo de falla depende solamente de la carga axial en el pilar; de hecho, aparte del ASCE, otros códigos no diferencian el mecanismo de volteo del mecanismo de aplastamiento (Serena Cattari, Lagomarsino, Bazzurro, et al., 2015).

El primer modo de falla (Volteo) ocurre cuando la pared empieza a comportarse como un cuerpo casi rígido alrededor del extremo de la pared provocando el volteo (Lagomarsino et al., 2013; Tomaževič, 1999) y la aparición de grietas en las juntas horizontales de las esquinas traccionadas (Jiménez, 2016); en el segundo modo falla la pared se caracteriza por un patrón de daño generalizado con grietas sub-verticales orientadas hacia las esquinas comprimidas (Lagomarsino et al., 2013; Tomaževič, 1999), como se indica en la Figura 5.1.

La capacidad de la resistencia a la flexión del pilar se obtiene mediante el equilibrio en el estado último de esfuerzos en flexocompresión (Figura 5.5), considerando las siguientes hipótesis: 1) una distribución rectangular de esfuerzos en la parte comprimida en las esquinas del pilar y 2) la omisión de la resistencia a la tracción de las juntas de mortero horizontales (Guido Magenes & Calvi, 1997).

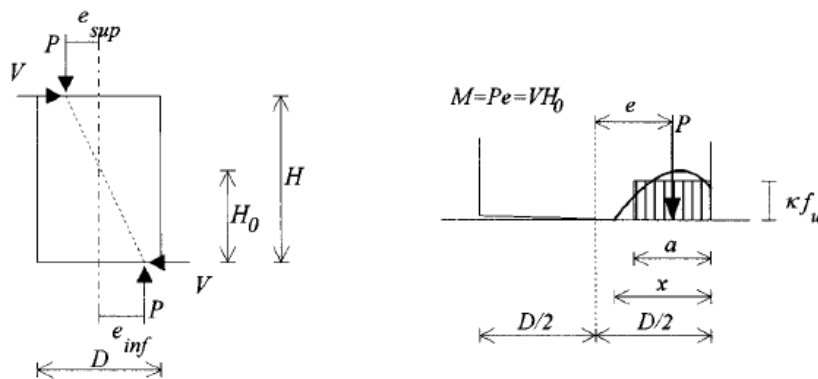


Figura 5.5 Suposiciones para determinar la capacidad de la resistencia a la flexión del pilar (Guido Magenes & Calvi, 1997)

La falla por flexión ocurre cuando el momento de flexión alcanza en una de las dos secciones la resistencia máxima  $M_{up}$  (Morandi, 2006). La capacidad de la resistencia a flexión  $M_{up}$  se obtiene con la siguiente ecuación (CNR-DT 212, 2014; Italian Ministry of Infrastructure and Transport NTC, 2008):

$$M_{up} = \frac{D^2 t p}{2} \left( 1 - \frac{p}{\kappa f_u} \right) \quad (5.1)$$



donde,  $D$ ,  $t$  y  $p$  corresponden a la longitud, espesor y esfuerzo normal del pilar ( $P/A$ ), respectivamente;  $f_u$  es la resistencia compresiva de la mampostería y  $\kappa$  es el coeficiente de transformación en distribución rectangular (equivalente) de tensiones (0.85).

Respecto a la distribución rectangular de esfuerzos, todos los códigos adoptan diferentes valores del coeficiente de transformación: 0.85 en NTC y NZSEE, 0.87 en EC8-3 y 0.7 en ASCE (Serena Cattari, Lagomarsino, Bazzurro, et al., 2015), en este trabajo se adopta 0.85.

#### **5.1.1.2 Falla por corte**

En el comportamiento a corte generalmente se consideran dos modos de falla: Agrietamiento Diagonal y Corte con Deslizamiento. En principio, ambos modos de falla pueden ocurrir, ya que uno prevalecería dependiendo del nivel de tensión que actúa en el pilar. A pesar de esto, sólo algunos códigos tienen en cuenta ambos modos de falla, mientras que otros lo proponen como alternativa (Serena Cattari, Lagomarsino, Bazzurro, et al., 2015). En este trabajo se considera ambos modos de falla.

##### **5.1.1.2.1 Falla por corte: Agrietamiento Diagonal**

Es muy frecuente en paredes de mampostería que se encuentran sometidas a una combinación de cargas vertical y lateral, y en paredes de baja relación de aspecto sometidos a cargas axiales elevadas (Jiménez, 2016). Este modo de falla generalmente desarrolla grietas en su centro que luego se propagan hacia las esquinas (Lagomarsino et al., 2013).

Existen dos tipos de enfoques simplificados que son usados para la predicción de esfuerzo a corte asociado al agrietamiento diagonal. El primer enfoque es el de Mann y Müller (1982), que considera a la mampostería como un material compuesto cuyas grietas se desarrollan a lo largo de las juntas horizontales y verticales, así como también a través de los bloques de ladrillo (Serena Cattari,

Lagomarsino, Bazzurro, et al., 2015; Guido Magenes & Calvi, 1997). El segundo enfoque se originó a partir de las pruebas realizadas en Ljubljana (Slovenia) en pilares de MNR bajo condiciones de fijación total en sus extremos. Sus formulaciones consideran a la mampostería como material isótropo equivalente, con el desarrollo de grietas a lo largo de las principales direcciones de tensión de compresión (Serena Cattari, Lagomarsino, Bazzurro, et al., 2015; Guido Magenes & Calvi, 1997). Este trabajo se basó en las formulaciones de Mann y Müller con las modificaciones propuestas en Guido Magenes & Calvi, (1997a).

El enfoque de Mann y Müller contempla dos tipos de agrietamiento diagonal: 1) el agrietamiento directo (*straight cracking*) y 2) el agrietamiento escalonado (*stepped cracking*), como se indica en la siguiente figura:

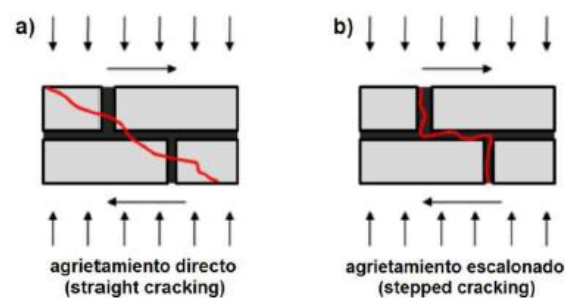


Figura 5.6 Modalidades de agrietamiento diagonal: a) Directo y b) Escalonado (Jiménez, 2016)

A continuación, se explican los criterios de resistencia para ambos modos de falla.

### **Agrietamiento Diagonal Directo**

El criterio de resistencia adoptada es la de Mann y Müller (1982), con la inclusión de un factor de corrección  $(1 + \alpha_v)$  propuesto por Magenes y Calvi (1997). La resistencia al agrietamiento diagonal directo se evalúa mediante la ecuación (5.2) (CNR-DT 212, 2014), bajo la hipótesis de que la unidad de ladrillo es mucho más rígida que las juntas de mortero.

$$V_{d,b} = Dt \frac{f_{bt}}{2.3(1 + \alpha_v)} \sqrt{1 + \frac{p}{f_{bt}}} \quad (5.2)$$

donde,  $D$ ,  $t$  y  $p$  corresponden a la longitud, espesor y esfuerzo normal del pilar (P/A), respectivamente;  $f_{bt}$  es la resistencia a tracción de la unidad de ladrillo,  $\alpha_v$  es la relación de corte del pilar y  $(1 + \alpha_v)$  es un factor de corrección.

La relación de corte  $\alpha_v$ , considera la influencia de la relación de aspecto ( $H/D$ ) y de las condiciones de borde (Guido Magenes & Calvi, 1997), y se determina con la siguiente fórmula:

$$\alpha_v = \frac{H_o}{D} = \frac{\psi' H_{eff}}{D} \quad (5.3)$$

donde,  $H_o$  es la altura del punto de momento nulo,  $H_{eff}$  es la altura deformable del pilar determinada con la ecuación (4.1) y  $\psi'$  es el factor que considera las condiciones de borde del pilar (0.75 para semi-restringido).

En el trabajo de Serena Cattari et al., (2015) se presenta una nueva propuesta de factor correctivo para las formulaciones de resistencia a corte  $(1 + \alpha_v)$ . Esta propuesta se deriva de la comparación de diferentes valores del factor de corrección propuestos en los códigos y de los resultados de un análisis paramétrico no lineal desarrollado en paneles, caracterizados por diferentes esbelteces y condiciones de borde (Serena Cattari, Lagomarsino, Bazzurro, et al., 2015).

En este documento se ha optado por trabajar con la propuesta de Serena Cattari et al., (2015). En la siguiente figura se puede determinar los valores del factor de corrección.

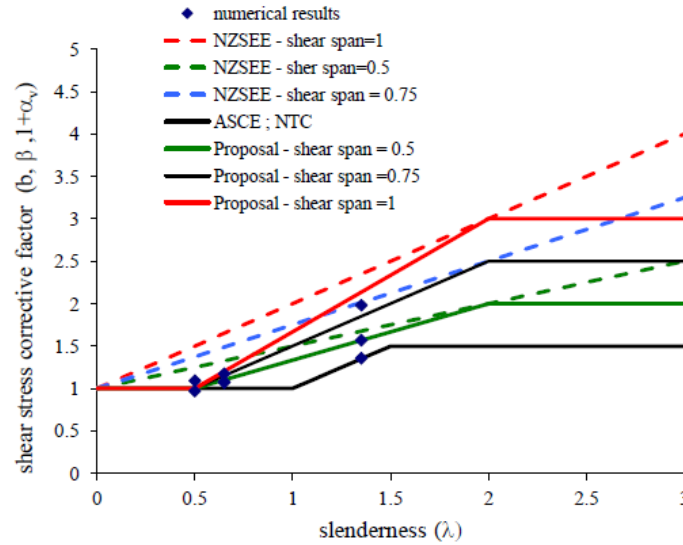


Figura 5.7 Nueva propuesta del factor de corrección (Serena Cattari, Lagomarsino, Bazzurro, et al., 2015).

Es importante tomar en consideración que las gráficas están definidas para relaciones de corte  $\alpha_v$  de 0.5, 0.75 y 1. Para relaciones de corte diferentes, los factores de corrección se obtienen mediante interpolación lineal. Además, en el caso de obtener relaciones de corte superiores a 1 o inferiores a 0.5, se trabaja con los límites 1 y 0.5, respectivamente.

### Agrietamiento Diagonal Escalonado

Este modo de falla ocurre en las juntas de mortero horizontales y verticales, por la presencia de juntas de mortero débiles. El criterio de resistencia asumido es el de (Mann & Muller, 1982) con el factor de corrección  $(1 + \alpha_v)$  de (Guido Magenes & Calvi, 1997). La determinación de la resistencia se basa en la formulación de Mohr-Coulomb, ecuaciones (5.4) y (5.5).

$$\tau_u = c + \mu p \quad (5.4)$$

$$V_d = Dt\tau_u \quad (5.5)$$



donde,  $c$  y  $\mu$  corresponden a la cohesión y al coeficiente de fricción de la junta de mortero, respectivamente;  $\tau_u$  es la resistencia a corte de la mampostería, y  $D$  y  $t$  definen la longitud y espesor del pilar, respectivamente.

En modelos de elementos finitos se desprecia la influencia de la resistencia de las juntas verticales. Esto lleva al uso de los parámetros  $c$  y  $\mu$  en las formulaciones de resistencia únicamente de la junta horizontal (Jiménez, 2016). Sin embargo, estudios realizados por Mann y Muller (1982) demuestran que al ignorar la influencia de las juntas verticales se sobrestima la resistencia de los pilares. En este trabajo se ha adoptado la propuesta realizada por estos autores, que trata del uso de un factor  $\kappa$  de corrección ecuación (5.6) a la cohesión y al coeficiente de fricción de la junta de mortero, esto es,  $\bar{c} = \kappa c$  y  $\bar{\mu}$ .

$$\kappa = \frac{1}{1 + \mu \left( 2 \frac{\Delta_y}{\Delta_x} \right)} \quad (5.6)$$

donde,  $\Delta_x$  y  $\Delta_y$  definen la longitud y altura de la unidad de ladrillo, respectivamente.

Entonces, la resistencia al agrietamiento diagonal escalonado  $V_d$  se obtiene con la siguiente ecuación (CNR-DT 212, 2014):

$$V_d = Dt \left( \frac{\bar{c} + \bar{\mu}p}{1 + \alpha_v} \right) \quad (5.7)$$

donde,  $\bar{c}$  y  $\bar{\mu}$  corresponden a la cohesión y al coeficiente de fricción de la junta de mortero, respectivamente;  $D$ ,  $t$  y  $p$  definen la longitud, espesor y esfuerzo normal del pilar ( $P/A$ ), respectivamente;  $\alpha_v$  es la relación de corte del pilar y  $(1 + \alpha_v)$  es un factor de corrección. El valor del factor de corrección se obtiene al igual que para el agrietamiento diagonal directo, con la Figura 5.7.



#### 5.1.1.2.2 Falla por corte con deslizamiento, mixto (shear sliding)

No se ha reportado ensayos experimentales con la ocurrencia de un modo de falla puro Figura 5.8 a), es decir, sólo por deslizamiento; esto se debe a que se requieren condiciones infrecuentes en la práctica, paredes con muy baja relación de aspecto y sometidas a cargas axiales bajas (Jiménez, 2016). Por el contrario, se ha evidenciado que el deslizamiento en juntas horizontales ocurre con relativa frecuencia, pero como un modo de falla mixto Figura 5.8 b) (Jiménez, 2016).

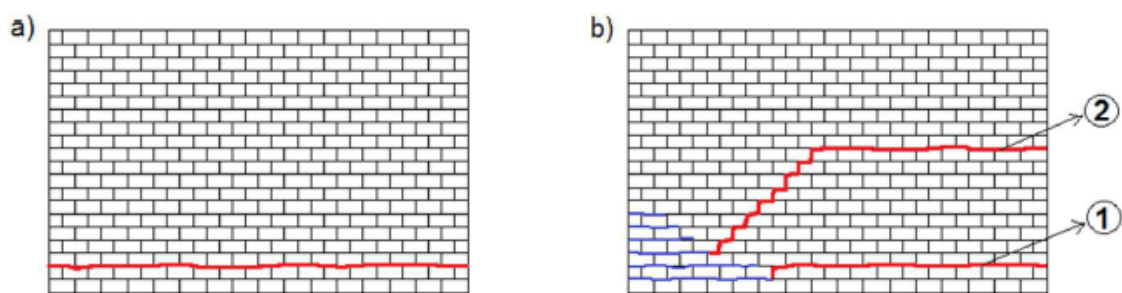


Figura 5.8 a) Modo de falla puro en la junta horizontal y b) Modo de falla Mixto (Jiménez, 2016).

Este modo de falla inicia con la formación de grietas en tensión en las juntas horizontales debido al mecanismo de volteo (rocking), y termina con deslizamiento en la junta horizontal (Lagomarsino et al., 2013; Tomaževič, 1999) según la modalidad de patrón de agrietamiento final: 1) una extensión de una de las grietas de flexión y 2) una fase de transición de agrietamiento diagonal escalonado, Figura 5.8 b) (Jiménez, 2016; Guido Magenes & Calvi, 1997). Este modo de falla es posible para bajos niveles de carga vertical y/o bajos coeficientes de fricción (Guido Magenes & Calvi, 1997).

Al igual que el agrietamiento diagonal escalonado, la resistencia se determina en basa en la formulación de Mohr-Coulomb, ecuaciones (5.4) y (5.5), y se incluye la corrección propuesta por Mann y Muller (1982) con respecto a la influencia de las juntas verticales.

Entonces, la capacidad de la resistencia al agrietamiento diagonal escalonado  $V_{ss}$  se obtiene con la siguiente ecuación:

$$V_{ss} = Dt \left( \frac{1.5\bar{c} + \bar{\mu}p}{1 + 3\frac{\bar{c}\alpha_v}{p}} \right) \quad (5.8)$$

La expresión (5.8) toma en consideración únicamente la colaboración del área a compresión de la pared, es decir, de la sección no agrietada (Serena Cattari, Lagomarsino, Bazzurro, et al., 2015). Esta área denominada zona efectiva de corte queda determinada luego de la aparición de las grietas en las juntas horizontales debido al mecanismo de flexión (volteo), como se indica en la Figura 5.9 (Jiménez, 2016; Guido Magenes & Calvi, 1997).

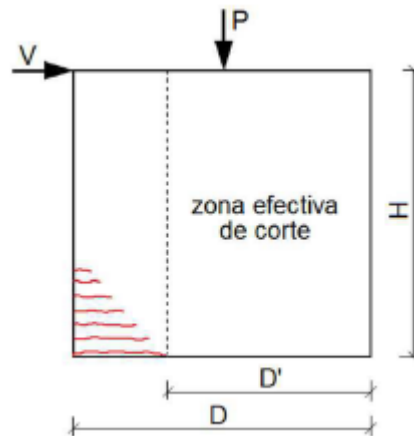


Figura 5.9 Agrietamiento por flexión y zona efectiva de corte en pilares (Jiménez, 2016).

La longitud de la zona efectiva de corte  $D'$  puede calcularse fácilmente considerando las siguientes simplificaciones: 1) depreciando la resistencia a la tracción de las juntas horizontales y 2) suponiendo una distribución simplificada de las tensiones de compresión, más comúnmente constante o lineal, como se puede ver en la siguiente expresión (Guido Magenes & Calvi, 1997):

$$D' = \beta D = 3 \left( \frac{1}{2} - \frac{V}{P} \alpha_v \right) D = 3 \left( \frac{1}{2} - \frac{V H_0}{P D} \right) D \quad (5.9)$$

En la siguiente expresión se muestra la obtención de la ecuación (5.8) (Guido Magenes & Calvi, 1997):

$$V_{ss} = \beta Dt \left( c + \mu \frac{P}{\beta Dt} \right) = \beta Dt \left( c + \mu \frac{p}{\beta} \right) = Dt \left( \frac{1.5c + \mu p}{1 + 3 \frac{c \alpha_v}{p}} \right) \quad (5.10)$$

La resistencia a corte del pilar  $V_{up}$  corresponde a la de menor resistencia entre el agrietamiento diagonal directo  $V_{d,b}$ , el agrietamiento diagonal escalonado  $V_d$  y al corte con deslizamiento  $V_{ss}$ .

$$V_{up} = \min\{V_{d,b}, V_d, V_{ss}\} \quad (5.11)$$

### **5.1.2 Modos de falla en vigas dintel**

Este trabajo tomó en consideración dos modos de falla en las vigas dintel: 1) flexión y 2) corte. El primer modo de falla se caracteriza por la formación de grietas aproximadamente verticales en las secciones extremas entre la viga dintel y los pilares, mientras que el segundo modo de falla está asociado a un patrón agrietamiento diagonal (Katrín Beyer & Dazio, 2012).

Los criterios de resistencia para vigas dintel de mampostería se han abordado en la literatura y se han propuesto muy recientemente debido a la falta de resultados experimentales capaces de soportar formulaciones mecánicas. Como resultado, se proponen muy pocos criterios específicos en los códigos, los cuales usualmente asumen el comportamiento de un pilar rotado en 90° (Serena Cattari, Lagomarsino, Bazzurro, et al., 2015). Sin embargo dichas suposiciones no son del todo correctas debido a que pruebas experimentales recientes han evidenciado varios aspectos del comportamiento de las vigas dintel que los diferencian de los pilares (Quagliarini et al., 2017). En primer lugar, a diferencia de los pilares, las respuestas de los dinteles se ven caracterizados fuertemente por una resistencia pico y una resistencia residual, las cuales hacen referencia a la resistencia no agrietada y la resistencia agrietada respectivamente (Quagliarini



et al., 2017). En segundo lugar, los fenómenos de entrelazamiento que pueden originarse en la sección final de las vigas dintel con la porción adyacente de mampostería (pilares) y comportamiento a flexión, proporcionan una “resistencia a la tracción equivalente” (Quagliarini et al., 2017). Y finalmente, el tipo de arcos y dinteles “*lintels*”(mampostería, piedra, madera, acero, reforzados), que dan soporte a las vigas dintel de mampostería “*Masonry Spandrel*”, y afectan de diferente forma tanto la resistencia pico como la resistencia residual (Quagliarini et al., 2017).

Los únicos códigos, que actualmente abordan el problema de la resistencia de las vigas dintel son el FEMA 306 (1998) y el Código Sísmico Italiano NTC (2008). FEMA 306 (1998) fue el primer código que se refiere explícitamente a la resistencia pico y residual de los dinteles de mampostería y además considera la contribución de la “resistencia a la tracción equivalente” (Quagliarini et al., 2017).

Los criterios de resistencia más comunes propuestos en la literatura y códigos (NTC 2008, FEMA 306, Cattari y Lagomarsino 2008, Beyer 2012) se presentan en la Tabla 3 del artículo de (Quagliarini et al., 2017). En este trabajo, para evaluar la resistencia a corte de las vigas dintel se usaron las formulaciones propuestas por el Código Sísmico Italiano (Italian Ministry of Infrastructure and Transport NTC, 2008) y (Guido Magenes, 2000). En cuanto a la evaluación de la resistencia a flexión de las vigas dintel se adoptó la formulación propuesta en el FEMA 306 (1998).

### **Condiciones de Borde**

Las condiciones de borde de estos elementos están definidas por las características de acoplamiento entre pilares y viga dintel. Estas condiciones de borde provocan que el comportamiento sísmico de las vigas dintel en las paredes de MNR esté fuertemente condicionado por el comportamiento de los pilares adyacentes (Jiménez, 2016). Entre las principales afecciones están: desplazamientos impuestos en las vigas dintel, los esfuerzos verticales



provenientes de los pilares y el grado de restricción contra la deformación axial de la viga dintel (fuerza axial) (Jiménez, 2016).

En cuanto a los esfuerzos verticales provenientes de los pilares  $\sigma_{pilar}$ , juegan un rol importante en la determinación de las fuerzas de fricción en las juntas extremas horizontales de la viga dintel. Pues, según simulaciones numéricas de Beyer (2012), se observa que los esfuerzos verticales en la viga dintel disminuyen a lo largo de su longitud, desde la sección extrema hasta su sección media (Katrin Beyer, 2012).

Con respecto a la fuerza axial en las vigas dintel, Beyer y Dazio (2012) constataron mediante ensayos experimentales que con el agrietamiento de las vigas dintel, la fuerza axial en ésta incrementa. Además, en otras literaturas se menciona que la carga axial en una viga dintel también se evidencia en su resistencia pico (Jiménez, 2016). Esto resulta, en que la carga axial debería intervenir en los modelos de resistencia de las vigas dintel. Sin embargo, esto no resulta sencillo ya que, al realizar un análisis estático no lineal la carga axial en las vigas dintel varía con cada incremento de carga lateral, existiendo un amplio rango de resistencias. Por simplicidad, en este trabajo se ha obviado la influencia de la interacción con la carga axial (P-M y P-V), al igual como se hizo con los pilares.

Por otra parte, sólo el código italiano NTC (2008) hace una distinción en el criterio de resistencia que se adopta para las vigas dintel como función de la carga axial actuante (si es conocido o desconocido del análisis), no obstante, no sugiere estrategias de estimación de dichas cargas axiales. Ante este inconveniente, aceptando la hipótesis de que la fuerza axial en la viga dintel es pequeña antes de producirse en ésta la caída de resistencia, el código FEMA 306 (1998) en conjunto con otros autores (N Gattesco & Macorini, 2008) asumen en sus formulaciones de resistencia una carga axial nula ( $P_{sp} = 0$ ) (Jiménez, 2016).

A continuación, se indica los modos de falla junto con las formulaciones adoptadas.

#### **5.1.2.1 *Falla por flexión***

El agrietamiento por flexión se caracteriza por un mecanismo de balanceo (rocking) acompañado por la formación de grietas aproximadamente verticales que pasan con frecuencia a través de las juntas al inicio de la fisuración (Katrin Beyer & Dazio, 2012), Figura 5.10. A medida que las grietas se vuelven más anchas, los ladrillos tienden a romperse, y las grietas pasan principalmente a través de las juntas verticales y los ladrillos (Katrin Beyer & Dazio, 2012), Figura 5.11. Este modo de falla es típico de vigas dintel esbeltas sometidas a cargas axiales pequeñas (Katrin Beyer & Dazio, 2012).

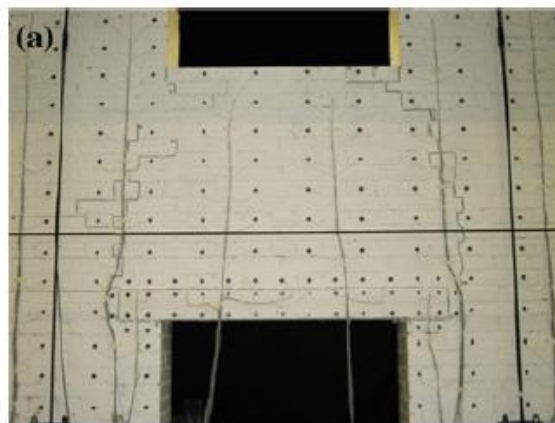


Figura 5.10 Patrón de agrietamiento al inicio de la fisuración, grietas de flexión a través de las juntas (Katrin Beyer & Dazio, 2012).

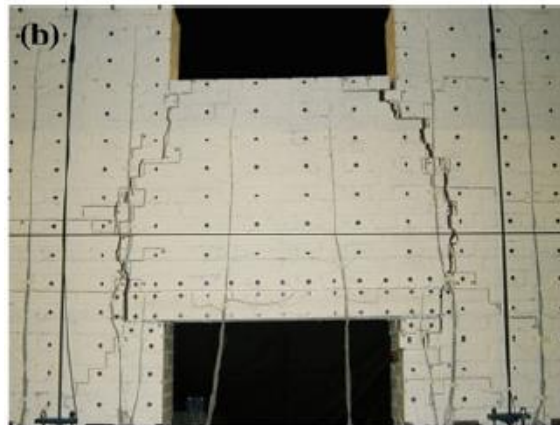


Figura 5.11 Patrón de agrietamiento después de la fisuración, grietas de flexión a través de las juntas y ladrillos (Katrin Beyer & Dazio, 2012).

La influencia del dintel de apoyo (de madera o en arco) sobre el comportamiento de la viga dintel, y en particular su contribución a la resistencia residual, no está aun debidamente estudiada (Katrin Beyer & Dazio, 2012).

Para la evaluación de la resistencia a flexión de las vigas dintel se adopta las formulaciones propuestas por el (FEMA 306, 1998), la única normativa que permite descuidar el efecto de la fuerza axial  $P_{sp}$  de la viga dintel. Este código como se mencionó anteriormente, hace una distinción entre la resistencia pico y la resistencia residual, denominadas en ese código como resistencia no agrietada y resistencia agrietada respectivamente.

### **Resistencia pico (no agrietada)**

La capacidad a flexión de una viga dintel no agrietada se deriva de las resistencias a corte de las uniones entre ladrillos, que surgen de la apertura de una grieta de flexión en la unión entre la viga dintel y el pilar (Katrin Beyer & Dazio, 2012; FEMA 306, 1998), Figura 5.12. Los dos mecanismos contribuyentes a la resistencia de la falla por flexión son (Figura 5.12): 1) la resistencia a corte de las juntas horizontales de mortero y 2) la resistencia a corte de la capa de mortero entre paredes simples (pared compuesta); no se considera este último mecanismo si no existe una pared compuesta (Katrin Beyer & Dazio, 2012;

FEMA 306, 1998). FEMA 306 (1998) asume para estas resistencias una distribución elástica en toda la altura de la viga dintel con un eje neutro localizado en su centroide (Figura 5.12).

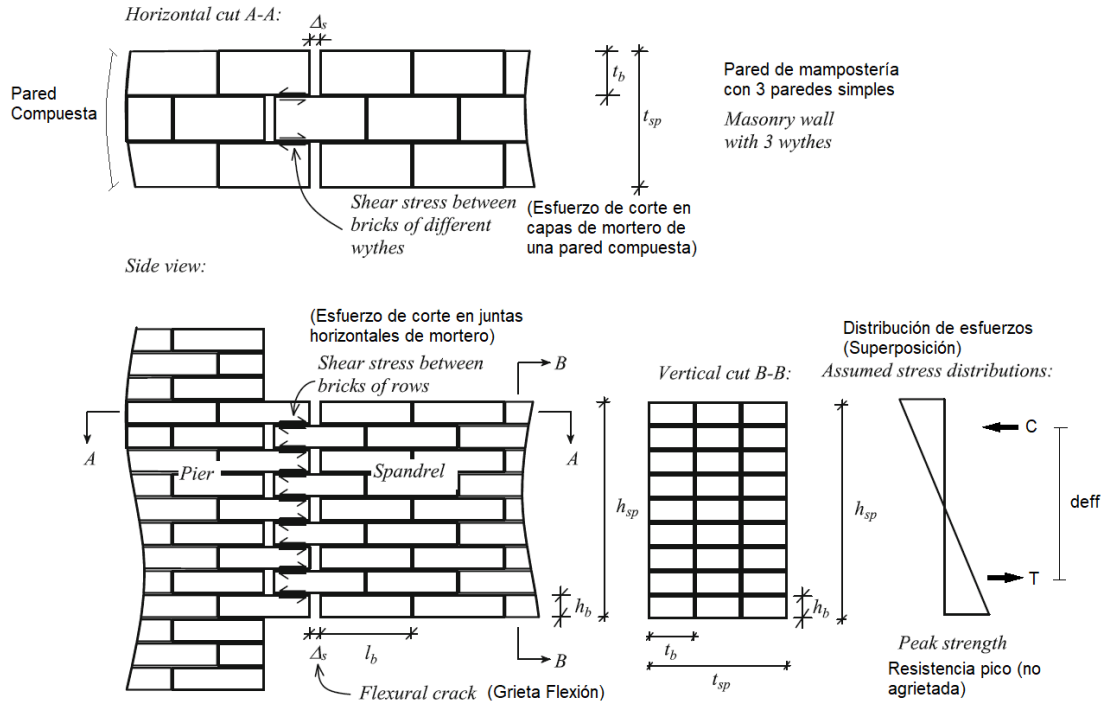


Figura 5.12 Geometría y asunciones de FEMA 306 para la evaluación de la resistencia a flexión (Katrin Beyer & Dazio, 2012).

A continuación, se indica como evaluar la resistencia a corte de los dos mecanismos contribuyentes y la obtención de su resultante:

Para el primer mecanismo, FEMA 306 (1998) determina su resistencia a partir de la formulación de Mohr-Coulomb:

$$\tau = c + \mu\sigma \quad (5.12)$$

donde,  $c$  es la cohesión,  $\mu$  es el coeficiente de fricción y  $\sigma$  es la tensión normal sobre la junta de mortero. FEMA 306 (1998) no introduce a  $\mu$  como una variable si no asume  $\mu = 1$ . En función de lo anterior, FEMA 306 (1998) evalúa la resistencia debido al primer mecanismo ( $f_{bj}$ ) como indica la siguiente ecuación:

$$f_{bj} = 0.5(0.75c + \gamma_{sp}\sigma_{pilar}) \quad (5.13)$$





donde,  $(\gamma_{sp}\sigma_{pilar})$  es la tensión normal en las juntas horizontales en los extremos de la viga dintel, la cual es expresada como una relación de la tensión normal promedio en los pilares adyacentes a la viga dintel. La relación  $\gamma_{sp}$  que recomienda FEMA 306 (1998) es de 0.5, sin embargo en este trabajo se utiliza la recomendada por (S Cattari & Lagomarsino, 2008)  $\gamma_{sp} = 0.65$ .

Finalmente, la resistencia a corte del primer mecanismo se determina con la expresión (5.14), en donde se ha omitido el factor de seguridad 0.5, el cual puede obviarse en estudios de evaluación (Katrin Beyer & Dazio, 2012).

$$f_{bj} = (0.75c + 0.65\sigma_{pilar}) \quad (5.14)$$

Para el segundo mecanismo, FEMA 306 (1998) evalúa la resistencia a corte de la viga dintel para una pared compuesta a partir de la cohesión de las juntas de mortero existente entre paredes simples, como indica la siguiente expresión:

$$f_{sj} = 0.75c \quad (5.15)$$

En esta expresión al igual que en la anterior se ha omitido el factor de seguridad de 0.5.

Para obtener la fuerza resultante (T ó C), FEMA 306 (1998) realiza una superposición lineal de los dos mecanismos contribuyentes (Figura 5.12). Esta resultante es conocida en la literatura como “resistencia a la tensión equivalente”. Entonces, la capacidad a flexión no agrietada de la viga dintel  $M_{sp}$  se obtiene con el producto de una de las fuerzas resultantes (T=C) y la distancia efectiva entre ellas:

$$M_{sp} = d_{eff}(f_{bj} t_{sp} b_{eff} + f_{sj} b_{eff} h_b (NB - 1)) \eta \quad (5.16)$$

donde,  $d_{eff}$  es la distancia efectiva entre fuerzas resultantes (T=C),  $NB$  es el número de paredes simples y  $(NB - 1)$  es el número de interfaces de mortero de la pared compuesta. Los parámetros  $t_{sp}$  y  $h_b$  definen el espesor de la viga dintel (de la unidad de ladrillo en el caso de una pared simple) y la altura de la



unidad de ladrillo respectivamente (Figura 5.12).  $\eta$  es el factor para estimar esfuerzo promedio en la viga dintel no agrietada y  $b_{eff}$  es el ancho efectivo de la unidad de ladrillo. Los parámetros  $d_{eff}$ ,  $b_{eff}$  y  $\eta$ , FEMA 306 (1998) los estima con las siguientes expresiones:

$$d_{eff} = \frac{2}{3} h_{sp} ; b_{eff} = \frac{l_b}{2} ; \eta = \frac{NR}{2} ; NR = 0.5 \frac{h_{sp}}{h_b} \quad (5.17)$$

donde,  $h_{sp}$  y  $l_b$  corresponden a la altura de la viga dintel y la longitud de la unidad de ladrillo respectivamente (Figura 5.12).  $NR$  es el número de filas de juntas horizontales de mortero.

### Resistencia Residual

FEMA 306 (1998) propone una fórmula de evaluación para la resistencia residual (a la cual denomina resistencia agrietada). No obstante, en este trabajo se ha preferido usar como valor estimado de la resistencia residual un 40% de la resistencia de la viga dintel. Este valor fue obtenido por Gattesco et al. (2008) en ensayos experimentales con vigas dintel similares en cuánto a características esenciales (mampostería de ladrillo antiguo y dintel de remate de madera) a las vigas dintel de estudio.

#### 5.1.2.2 Falla por corte

El agrietamiento por corte de las vigas dintel se caracteriza por un patrón de grietas similar al modo de falla de corte en los pilares de mampostería (Katrin Beyer & Dazio, 2012), Figura 5.13. Este modo de falla es común para vigas dintel poco esbeltas (*squat spandrels*) con cargas axiales elevadas (Katrin Beyer & Dazio, 2012).

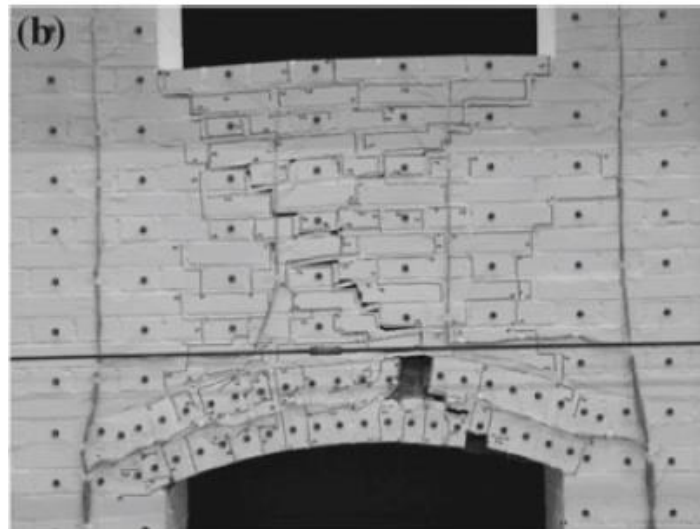


Figura 5.13 Mecanismo de falla de corte.

El desarrollo de este modo de falla se resume en dos fases. La primera fase (Figura 5.14) corresponde a la activación del modo de falla de flexión a través de la abertura de juntas verticales (*head joints*) en las esquinas de la viga dintel, en donde los esfuerzos de tensión son máximos (S Cattari & Lagomarsino, 2008). Al detenerse este mecanismo, inicia la segunda fase (Figura 5.14) con el desarrollo de una grieta diagonal que inicia en el centro de la viga dintel y se propaga hacia las esquinas (S Cattari & Lagomarsino, 2008) al igual que los pilares, según una de estas dos modalidades: 1) agrietamiento escalonado (*stepped cracking*) ó 2) agrietamiento directo. Esta última fase se convierte en el modo de falla predominante.

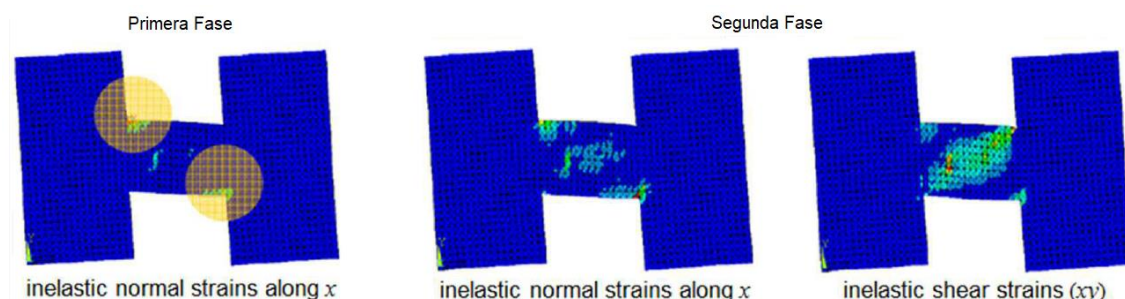


Figura 5.14 Evolución del modo de falla a corte de una viga dintel sometida a carga sísmica (S Cattari & Lagomarsino, 2008). Primera Fase: abertura de juntas verticales, Segunda Fase: agrietamiento diagonal.



## Agrietamiento Diagonal Escalonado

La resistencia al agrietamiento diagonal escalonado  $V_{sp1}$  se basa en la formulación de Mohr-Coulomb ecuación (5.18) a) y se determina con la ecuación (5.18) b).

$$a) \tau_{max} = c + \mu \gamma_0 \sigma_{pilar} \quad b) V_{sp1} = \tau_{max} h_{sp} t_{sp} \quad (5.18)$$

donde,  $c$  y  $\mu$  corresponde a la cohesión y el coeficiente de fricción de las juntas horizontales de mortero, respectivamente,  $(\gamma_0 \sigma_{pilar})$  es la tensión vertical sobre las juntas horizontales de mortero en el eje centroidal de la viga dintel y  $h_{sp}$  y  $t_{sp}$  son la altura de la viga dintel y el espesor de la viga dintel, respectivamente, (Figura 5.12).

A partir de la formulación de resistencia (5.18) y bajo resultados de simulaciones numéricas que evidencian que las tensiones verticales en las vigas dintel disminuyen a lo largo de su longitud, desde la sección extrema hasta su sección media (Katrin Beyer, 2012); se adopta la propuesta de (Magenes & Della Fontana, 1998), que consiste en despreciar la tensión vertical sobre las juntas verticales de mortero  $\gamma_0 \sigma_{pilar} = 0$ , debido al bajo nivel de esfuerzos verticales en el centro de la viga dintel. Además, se aplica el factor de corrección  $\kappa$ , ecuación (5.6), a la cohesión  $\bar{c} = \kappa c$ , propuesto por Mann y Muller (1982).

Con todo lo antes mencionado, la evaluación de la resistencia al agrietamiento diagonal escalonado se determina con la siguiente ecuación:

$$V_{sp1} = h_{sp} t_{sp} \bar{c} \quad (5.19)$$

## Agrietamiento Diagonal Directo



Con respecto a la resistencia al agrietamiento diagonal directo, ésta puede determinarse de igual forma a la de los pilares ecuación (5.2) (Guido Magenes, 2000), , con  $p = p_{sp}$ :

$$V_{sp2} = h_{sp} t_{sp} \frac{f'_{bt}}{2.3(1 + \alpha_v)} \sqrt{1 + \frac{p_{sp}}{f'_{bt}}} \quad (5.20)$$

donde,  $f'_{bt}$  es la resistencia a tensión directa de los ladrillos y  $\alpha_v$  es la relación de corte de la viga dintel, que puede determinarse como  $\alpha_v = l_{sp}/2h_{sp}$  (Katrin Beyer, 2012).  $l_{sp}$  y  $h_{sp}$  definen la longitud deformable y la altura de la viga dintel, respectivamente, y  $p_{sp} = 0$  (carga axial desconocida).

La resistencia a corte de la viga dintel  $V_{us}$  corresponde a la de menor resistencia entre el agrietamiento diagonal escalonado  $V_{sp1}$  y el agrietamiento diagonal directo  $V_{sp2}$ .

$$V_{us} = \min\{V_{sp1}, V_{sp2}\} \quad (5.21)$$

### 5.1.3 Modelos fuerza-desplazamiento

Generalmente edificios de MNR existentes muestran un comportamiento no lineal incluso en las primeras etapas de la carga sísmica debido a la baja resistencia a la tracción de la mampostería (Quagliarini et al., 2017). Esto conlleva a la adopción de análisis no lineales para su evaluación. Entre los tipos de análisis no lineales, los dinámicos son los más precisos para predecir el comportamiento sísmico estructural; sin embargo, actualmente su uso sigue siendo problemático debido a la falta de modelos computacionales capaces de considerar el comportamiento cíclico de los elementos de mampostería con degradación de la fuerza (Lagomarsino Sergio, Camilletti Daniela & Marino, 2018; Quagliarini et al., 2017). Con el objetivo de aproximar el comportamiento

dinámico real no lineal, desde 1970 hasta la fecha se ha venido utilizando los Análisis Estáticos No Lineales simplificados. Actualmente, es una de las herramientas más difundidas para la evaluación sísmica de la respuesta global de edificios de MNR existentes (Quagliarini et al., 2017).

En este trabajo, se ha optado por realizar análisis estático no lineales, en donde los modelos fuerza-desplazamiento de los elementos estructurales utilizados, constituyen idealizaciones a partir de las envolventes de sus respuestas ante cargas cíclicas (respuestas histeréticas) (ej. Figura 5.15 y Figura 5.23). Debido a que actualmente en el país no hay evidencia de ensayos experimentales que permitan obtener las respuestas histeréticas de edificios de MNR, se decidió hacer uso de las curvas fuerza-desplazamiento de edificios de MNR europeos, que tienen similitud en varios aspectos (geometría, resistencia de los materiales) a los edificios de MNR de nuestro país.

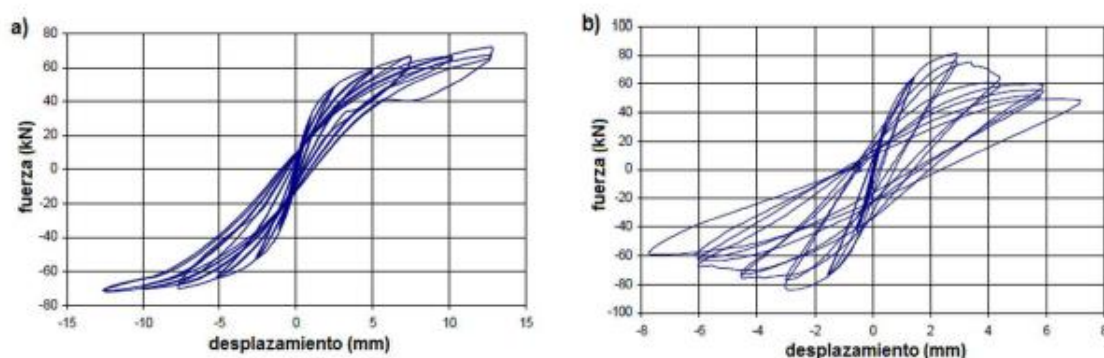


Figura 5.15 Respuestas ante carga cíclica sobre pilares obtenidas por: a) modo de falla por flexión; b) modo de falla por corte. (Anthoine & Magonette, 1995).

Los modelos fuerza-desplazamiento para los pilares y las vigas dintel de estudio se definieron en base a resultados obtenidos tanto en el proyecto europeo PERPETUATE (PERformance-based aPproach to Earthquake proTection of cUltural heriTage in European and mediterranean countries) como en el Consejo Nacional de Investigación de Italia (CNR-DT 212, 2014). En donde, recientemente varios autores involucrados en estos proyectos (Cattari, Lagomarsino, Calderini, Gattesco, etc), han planteado en función de un amplio número de ensayos experimentales, modelos fuerza-desplazamiento de tipo

multi-lineal (Figura 5.16) para los miembros de MNR (pilares y vigas dintel). Estos modelos ofrecen una buena descripción de la respuesta histerética de los miembros, lo que permite describir su respuesta hasta niveles muy severos de daño (captura de la degradación de resistencia) y considerar de modo más realista las singularidades de comportamiento de edificios complejos (edificios con pisos flexibles) (Jiménez, 2016; Quagliarini et al., 2017). Además, como parte del proyecto PERPETUATE, los modelos multi-lineales fueron implementados en el programa TREMURI (S. Cattari & Lagomarsino, 2012).

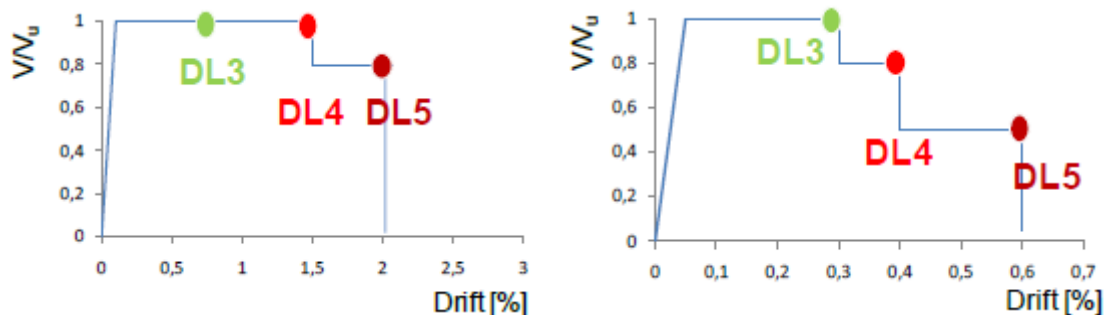


Figura 5.16 Ejemplares de modelos fuerza-desplazamiento para pilares propuesto por el (CNR-DT 212, 2014): falla por flexión (izquierda) y falla por corte (derecha).

A continuación, se detalla los modelos fuerza-desplazamiento adoptados para corte y flexión tanto para pilares como para vigas dintel.

### 5.1.3.1 Modelos Fuerza-Desplazamiento de Pilares

Los modelos fuerza-desplazamiento para corte y flexión de pilares corresponden a los de tipo multi-lineal (S. Cattari & Lagomarsino, 2012). Estas curvas ofrecen cinco estados de daño, caracterizados por un *drift* ( $\delta$ ) y un porcentaje de degradación ( $\beta$ ) (S. Cattari & Lagomarsino, 2012; CNR-DT 212, 2014). En función de los rangos de variación para los parámetros  $\delta$  y  $\beta$ , obtenidos por Calderini et al. (2012) y Cattari et al. (2012) como parte del proyecto PERPETUATE y en el CNR, se establecieron las curvas fuerza-desplazamiento para flexión y corte de los pilares de estudio.

En las curvas fuerza-desplazamiento para corte, se hizo distinción de los tres modos de falla existentes, definiendo dos curvas fuerza-desplazamiento. La



primera corresponde al modo de falla por agrietamiento diagonal directo, mientras que la segunda corresponde a los otros dos modos de falla, agrietamiento diagonal escalonado y corte con deslizamiento (mixto). A continuación, se muestra las curvas fuerza-desplazamiento definidas:

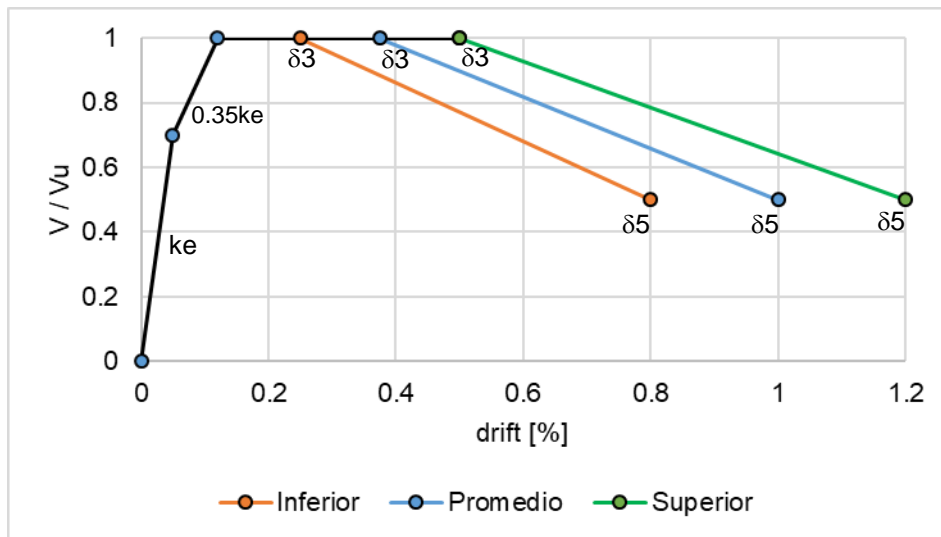


Figura 5.17 Curva fuerza-desplazamiento para corte (agrietamiento escalonado/corte con deslizamiento). Pilares.

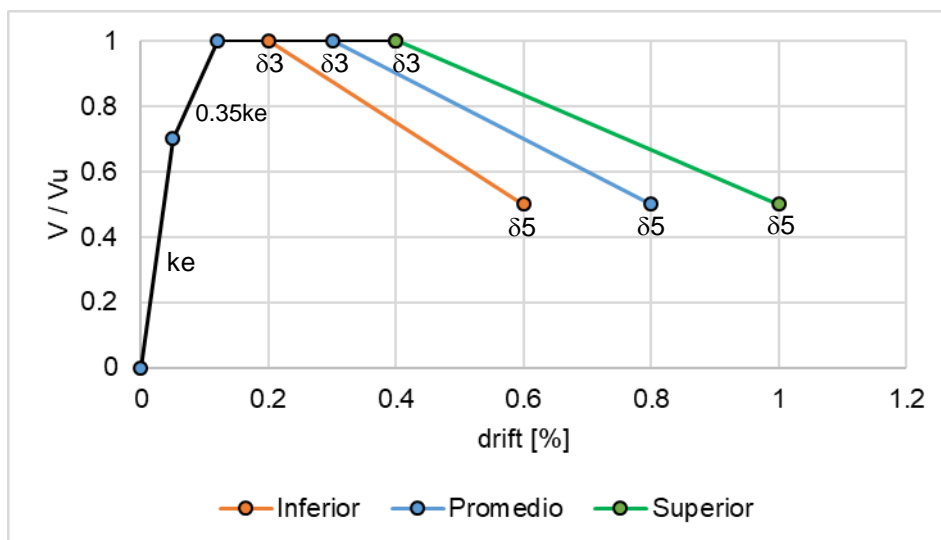


Figura 5.18 Curva fuerza-desplazamiento para corte (agrietamiento directo). Pilares.



Tabla 5.1 Límites de *drift* para las curvas fuerza desplazamiento de corte.

Drift	Tipo Falla	Límites drift (%)		
		Inferior	Promedio	Superior
$\delta 3$	Agrietamiento Directo	0.2	0.3	0.4
	Agrietamiento Escalonado/Corte con Deslizamiento	0.25	0.375	0.5
$\delta 5$	Agrietamiento Directo	0.6	0.8	1
	Agrietamiento Escalonado/Corte con Deslizamiento	0.8	1	1.2

Para dar una definición más fiable de los estados iniciales de daño, se considera en estos modelos la degradación de rigidez asociada al primer agrietamiento. El valor en el que aparece la primera grieta de corte ( $V_{cr}$ ) se representa en un rango entre  $0.6V_{m\acute{a}x}$  y  $0.8V_{m\acute{a}x}$  (Tomaževič, 1999); en este trabajo se toma un 70% de la resistencia última, como recomienda Tomaževič (1999), Figura 5.17 y Figura 5.18. En lo que refiere a la rama post-primer agrietamiento, se estima a partir de la envolvente de la histéresis experimental de (Anthoine & Magonette, 1995), en el 35% de la rigidez elástica (Jiménez, 2016).

Con el fin de abarcar la mayor parte de casos existentes de la tipología de estudio, para cada curva (Figura 5.17 y Figura 5.18) se realiza tres variaciones relacionadas a la calidad del material (mala, buena y regular). Este parámetro define en cada curva las pendientes del primer agrietamiento y del post-primer agrietamiento, además, de los valores de *drift* de la rama de degradación de resistencia (Tabla 5.1). Los límites de *drift* inferior, promedio y superior corresponde a una calidad de material mala, buena y regular respectivamente.

Para todos los casos se considera hasta una degradación de resistencia del  $0.5V_{m\acute{a}x}$ .

En lo que refiere a la curva fuerza-desplazamiento para flexión sólo se define una curva con características promedio (S. Cattari & Lagomarsino, 2012; CNR-DT 212, 2014), Figura 5.19. La degradación de resistencia se considera hasta un  $25\%M_{m\acute{a}x}$  y los valores de *drift* corresponden a 1% para  $\delta 3$  y a 1.6% para  $\delta 5$ .

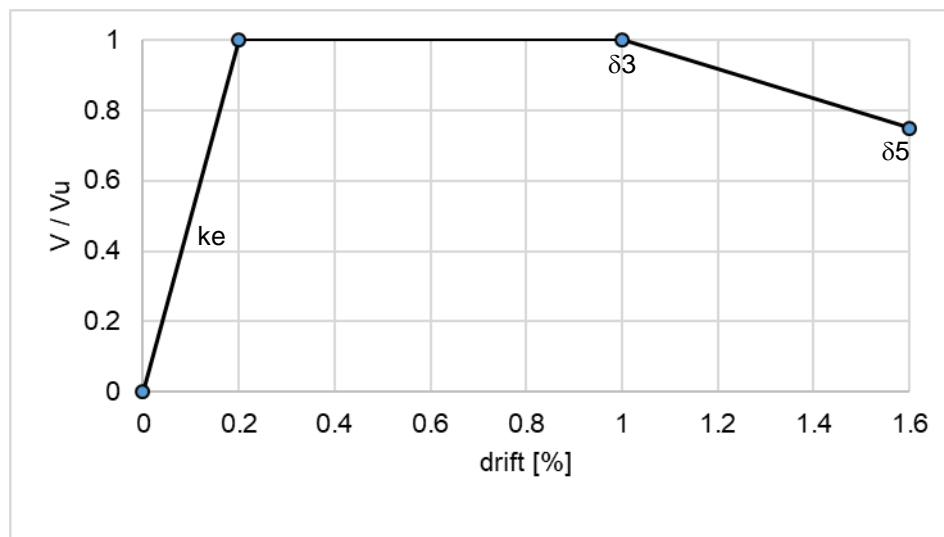


Figura 5.19 Curva fuerza-desplazamiento para flexión. Pilares.

#### 5.1.3.2 Modelos Fuerza-Desplazamiento de Vigas Dintel.

Al igual que los pilares, los modelos fuerza-desplazamiento para corte y flexión de las vigas dintel corresponden a los de tipo multi-lineal (S. Cattari & Lagomarsino, 2012), y son definidos en base a los rangos de variación de los parámetros  $\delta$  y  $\beta$  (S. Cattari & Lagomarsino, 2012; CNR-DT 212, 2014).

Con respecto al modelo fuerza-desplazamiento para corte (Figura 5.20), se ha definido una única curva para ambos modos de falla (agrietamiento diagonal escalonado y directo); en esta curva al que al igual que los pilares, se realiza tres variaciones relacionadas a la calidad del material (mala, buena y regular), que definen las pendientes del primer agrietamiento y del post-primer agrietamiento de cada curva, además, de los valores de *drift* de la rama de degradación de resistencia (Tabla 5.2).

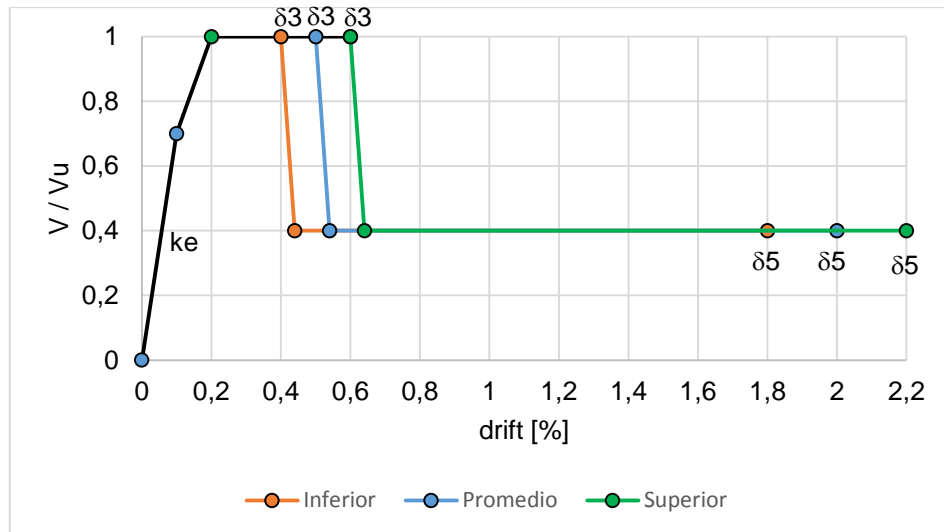


Figura 5.20 Curva fuerza-desplazamiento para corte. Vigas Dintel.

Tabla 5.2 Límites de drift para las curvas fuerza desplazamiento de corte.

	Límites drift (%)		
	Inferior	Promedio	Superior
<b>δ3</b>	0.4	0.5	0.6
<b>δ5</b>	1.8	2	2.2

En lo que refiere a la curva fuerza-desplazamiento para flexión se define una curva con características promedio (S. Cattari & Lagomarsino, 2012; CNR-DT 212, 2014), Figura 5.21. La degradación de resistencia se considera hasta un  $40\%M_{m\acute{a}x}$  y los valores de *drift* corresponden a 0.4% para  $\delta_3$  y a 1.5% para  $\delta_5$ .

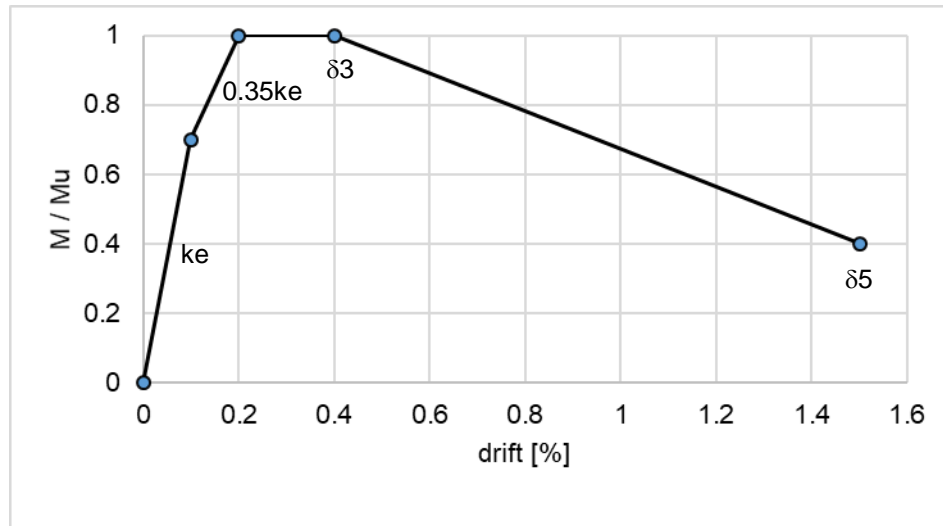


Figura 5.21 Curva fuerza-desplazamiento para flexión. Vigas Dintel.

Los modelos fuerza-desplazamiento propuestos para corte y flexión (Figura 5.20 y Figura 5.21), corresponden a las de vigas dintel con un dintel de apoyo de madera, característico de la tipología de estudio. Es importante mencionar que el dintel de apoyo de madera tiene un efecto relevante sobre la resistencia residual, sin embargo su estimación es todavía un asunto en estudio (Katrin Beyer & Dazio, 2012; Katrin Beyer & Mangalathu, 2013).

La definición de las curvas fuerza-desplazamiento de las vigas dintel se basó principalmente en el trabajo experimental de (N Gattesco, Clemente, Macorini, & Noè, 2008). el cual, muestra resultados de ensayos que se refieren a vigas dintel que se asemejan en características esenciales (mampostería de ladrillo antiguo y un dintel de apoyo de madera) a las vigas dintel de estudio. Del trabajo experimental de Gattesco et al. 2008, en primer lugar, se adoptó tanto para el modelo de corte como para el modelo de flexión un valor de resistencia residual de  $0.4V_{m\acute{a}x}$ , Figura 5.20 y Figura 5.21). En segundo lugar, en el modelo propuesto para flexión, se asumió una degradación lineal que se ajusta bien en términos de envolvente a la curva experimental obtenida por Gattesco et al. 2008 (Figura 5.23), y por último, se adoptó un *drift* último de 1.5% (Figura 5.21) que representa el límite inferior del rango recomendado por Cattari et al. (2012).

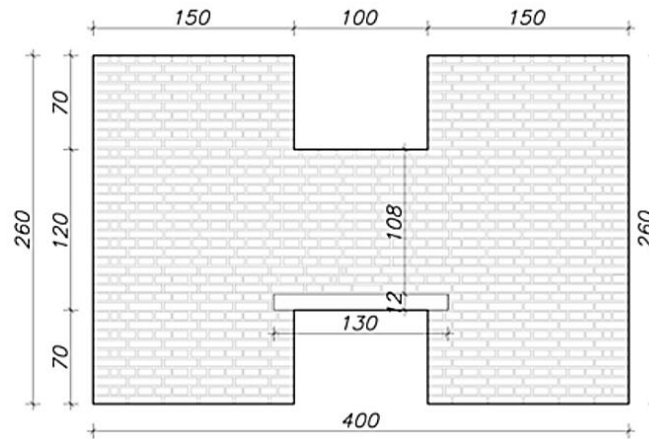


Figura 5.22 Espécimen de mampostería de ladrillo con dintel de apoyo de madera ensayado en Gattesco et al. 2008.

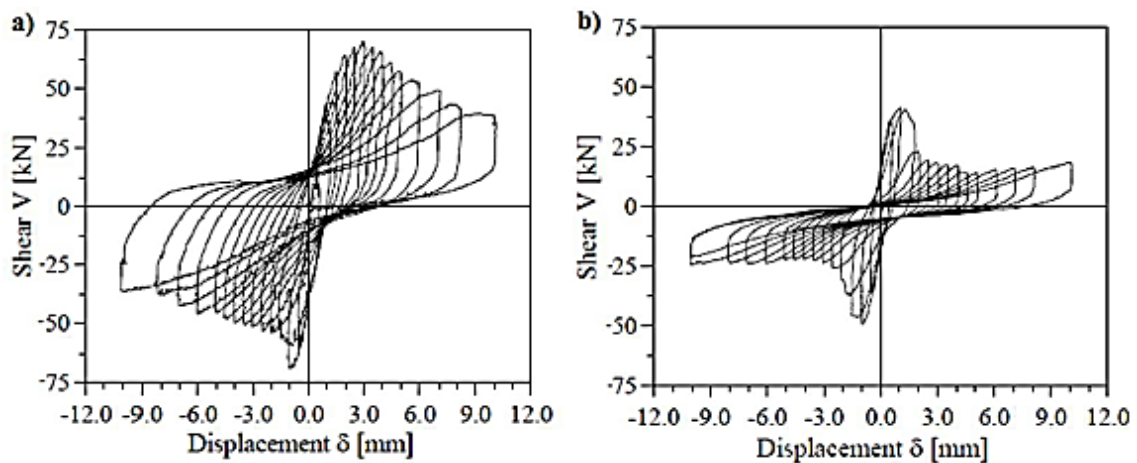


Figura 5.23 Histéresis experimental corte vs. desplazamiento de vigas-dintel: a) con falla por flexión; b) con falla por corte. (N Gattesco et al., 2008).

El valor en el que aparece la primera grieta de corte ( $V_{cr}$ ) (Figura 5.20) y flexión ( $M_{cr}$ ) (Figura 5.21) se ubica en ambos casos en el 70% de la resistencia última, como recomienda Tomažević (1999).

En base a los términos generalizados de la Figura 5.24, tanto para pilares como para vigas dintel, en la envolvente bi-lineal el desplazamiento de cedencia ( $\Delta y$ ) se determina con la ecuación (5.22), mientras que para la envolvente trilineal,  $\Delta y$  se determina mediante la ecuación (5.23).

$$\Delta y = \frac{F_y}{K_e} \quad (5.22)$$

$$\Delta y = \frac{F_{cr}}{K_e} + \frac{F_y - F_{cr}}{K_{pcr}} \quad (5.23)$$

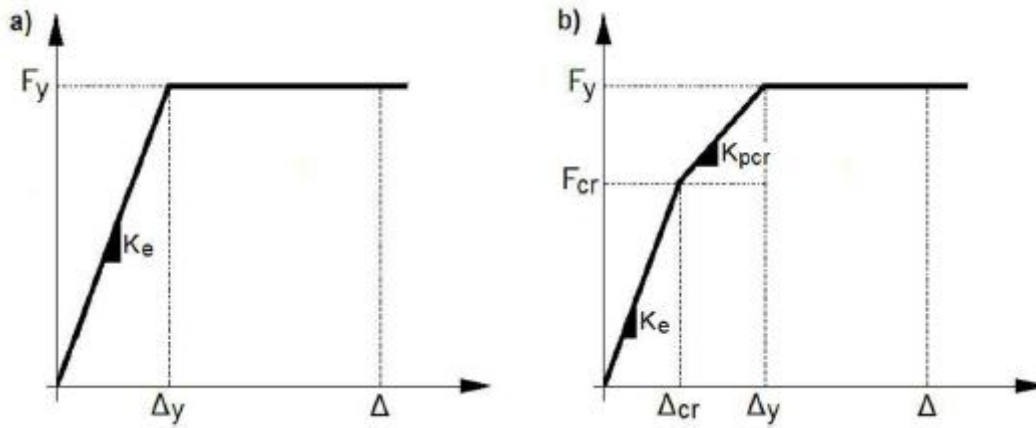


Figura 5.24 Modelos fuerza-desplazamiento en términos generalizados: a) bi-lineal y b) tri-lineal.



## 5.2 SISTEMA DE PISO

El sistema de piso juega un papel muy importante en la modelización, pues la flexibilidad del piso afecta significativamente a la respuesta global del edificio. Ya que el diafragma de piso es el responsable de la transferencia de cargas entre las paredes es responsable de la generación de modos de falla fuera del plano, lo cual no se considera en este trabajo de titulación. Para ello se han asumido ciertas condiciones que inhiben estos modos.

En primer lugar, es sabido que la mala conexión entre paredes y/o paredes-diafragmas de piso conduce a mecanismos de falla fuera del plano como el volcamiento de las paredes perimetrales. Pero si las paredes están bien conectadas entre sí con los diafragmas, es posible aprovechar la totalidad de la resistencia de la estructura. Cuando esto último se asegura los modos de falla están asociados a la resistencia en el plano de las paredes (Giuffré, 1993). Para nuestro caso se considera una buena conexión, ya que los mecanismos de falla de la estructura dependen la de respuesta en el plano de los elementos como pilares y dinteles.

Con esta buena conexión entre paredes y piso, y una rigidez en el plano del piso adecuada se reconoce una eficiente respuesta global del edificio ante una acción sísmica, ya que esta eficiencia tiene relación con una mejor transferencia de fuerzas entre las paredes del esquema resistente (ASCE/SEI 41-06, 2007; New Zealand Society for Earthquake Engineering, 2006). En este contexto puede distinguirse dos tipos de fuerzas en los diafragmas de piso: a) las fuerzas originadas por fuerzas inerciales, inducidas por la aceleración del piso, las cuales son responsables de los mecanismos de falla fuera del plano en las paredes ortogonales a la acción sísmica, y b) las fuerzas de transferencia, originadas a partir de las diferencias de desplazamiento lateral de las paredes resistentes a cargas laterales del edificio. Estas fuerzas de transferencia se generan entre paredes contiguas desde las débiles hacia las fuertes, gracias a la acción del diafragma de piso (activación de su rigidez a corte) (Gardiner, Bull, & Carr, 2008).



Para la modelización del piso únicamente se considera su comportamiento a corte. Este criterio de modelización para estructuras de MNR con piso muy flexible y las suposiciones realizadas han sido consideradas en la tesis doctoral: Evaluación sísmica de edificios de mampostería no reforzada típicos de Barcelona: modelización y revisión de la aplicación del Método del Espectro de Capacidad (Jiménez, 2016). De la misma forma que en este estudio realizado en Barcelona, los pisos de los edificios de MNR existentes en el CHC se encuentran dentro de la categoría de sistemas unidireccionales, lo cual afecta en la transferencia de cargas a los pilares. El tipo de entablado elegido para el piso es de envigado de madera y entablado simple, típicos para viviendas del CHC.

### **Influencia de la rigidez de piso en la respuesta en el plano de paredes.**

Una suposición incorrecta sobre la rigidez del diafragma puede afectar significativamente la respuesta global. Para entender la influencia de la rigidez es preciso diferenciar los efectos que se producen en los dos casos límites: infinitamente rígidos e infinitamente flexibles. Por un lado, los diafragmas rígidos distribuyen la carga lateral entre las paredes del esquema proporcionalmente a su rigidez, pero en diafragmas flexibles la distribución de esta carga es proporcional al área de influencia de cada pared, suponiendo un comportamiento de la pared más independiente a medida que el piso es más flexible. (C Calderini, Cattari, Degli, Lagomarsino & Ottonelli, 2012). Para el caso de estudio esta es una de las hipótesis más importantes, ya que al ser un piso muy flexible las paredes resistentes actúan de forma casi independiente, pero hay cierta interacción entre paredes producto de la rigidez a corte del piso y la transferencia de cargas que se produce.

Esta transferencia de carga para pisos flexibles no existe desde paredes falladas a las paredes todavía resistentes, pero para pisos infinitamente rígidos dicha transferencia sería sobreestimada. Para demostrar este comportamiento se realizaron dos estudios donde se realizaron análisis pushover de edificios muy elementales (Brignola et al., 2012; C Calderini et al., 2012).



En este estudio el edificio consistió en dos paredes con aberturas P1 y P3, y dos paredes llenas, P2 y P4 como se muestra en la siguiente figura. La pared P1 es menos rígida que la P3 y las masas asociadas a cada pared se asumieron iguales.

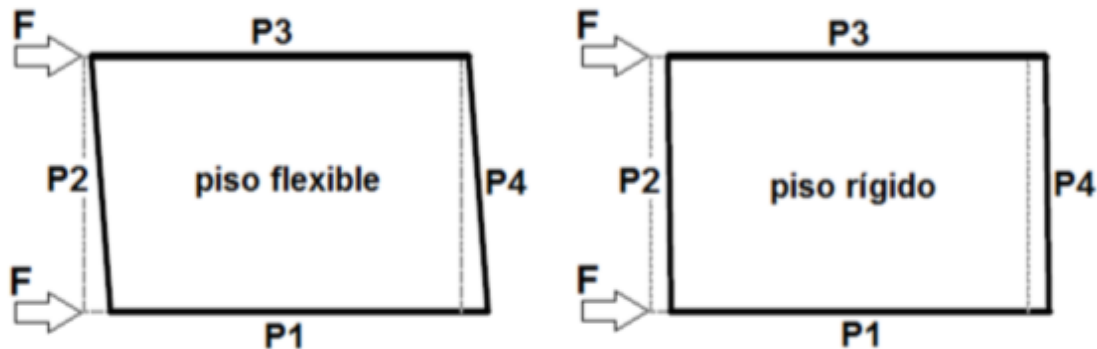


Figura 5.25 Esquema de análisis pushover sobre edificio elemental (adaptado de Calderini et al., 2012)

Al calcular el cortante que se transfiere desde la pared P1, hacia la pared P3 para un piso infinitamente flexible se demostró que al fallar el pilar P1 este no puede transferir nada de carga hacia el pilar P3, y este no supera su fase elástica, al momento de fallar toda la estructura.

Las conclusiones de los análisis pushover se dividieron en tres casos diferentes:

- a) cuando las rigideces, resistencias y masas asociadas son iguales, la influencia del diafragma de piso es inexistente;
- b) si las masas asociadas a cada pared son distintas pero las rigidez y resistencias son iguales, la acción del diafragma conlleva una transferencia de fuerzas de las paredes menos cargadas a las otras;
- y c) si las paredes tienen diferentes propiedades de rigidez y resistencias, esta transferencia de fuerzas suele producirse en cuantías más significativas.

Para ello se deja claro que es esencial una estimación correcta de la rigidez a corte del piso.

### Rigidez de corte del diafragma de piso

A pesar de que una de las suposiciones es que el grado de conexión entre las paredes y el diafragma es bueno, es importante aclarar que la rigidez de las

conexiones a corte puede ser una variable más que se puede considerar el momento de calcular la rigidez total del piso, pero dadas las condiciones consideradas esta dependerá únicamente de la rigidez en el plano del piso.

Como ya se mencionó anteriormente el piso de madera utilizado se considera un diafragma flexible, donde las paredes resistirán fuerzas laterales proporcionales a su masa tributaria asociada.

Al producirse una carga sísmica, la flexibilidad en el plano del diafragma de piso tiende a desacoplar la masa del sistema de piso de la masa correspondiente de las paredes resistentes. El diafragma responde en su propio plano, excitando con su fuerza inercial la paredes ortogonales a las resistentes (Jiménez, 2016). A continuación, se presenta un esquema de la deformada del diafragma de piso flexible ante una acción sísmica:

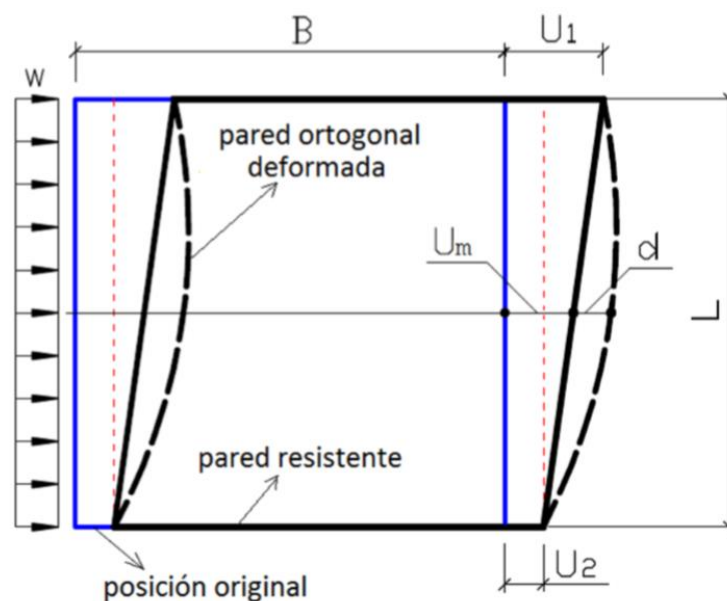


Figura 5.26 Configuración deformada de diafragma de piso flexible bajo acción sísmica

Con los criterios tomados en este trabajo, la deflexión del diafragma de piso,  $d$ , se ignorará como variable de estudio, esto quiere decir que el efecto de flexión que se produce en el piso no se consideró. Cabe mencionar que en algunas normas se considera un piso flexible cuando  $d > U_m$ .

Por lo tanto, la configuración de la deformada del diafragma de piso será, entonces, aquella asociada al desplazamiento lateral relativo de las paredes resistentes, sin que intervenga el desplazamiento de las paredes ortogonales a la a la dirección de la carga. Al someter la estructura a una carga lateral el diafragma de piso corresponde de forma idealizada a una placa solicitada a corte simple como se muestra en la siguiente figura.

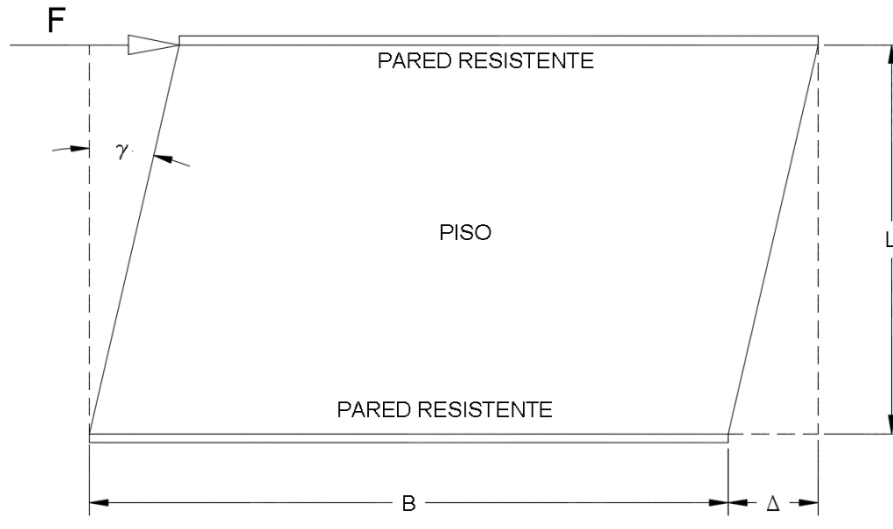


Figura 5.27 Idealización del comportamiento de corte simple en diafragma de piso

De acuerdo al esquema de la figura se puede obtener la rigidez a corte del piso  $K_d$  a partir de las siguientes formulas:

$$\gamma = \frac{\Delta}{L} ; \tau = \frac{F}{k B t} \quad (5.24)$$

$$G = \frac{\tau}{\gamma} \rightarrow G = \frac{F \lambda L}{\Delta B t} ; \frac{F}{\Delta} = K_d \quad (5.25)$$

$$K_d = \frac{G B t}{\lambda L} \rightarrow K_d = \frac{G_{eq} B t}{\lambda L} \quad (5.26)$$



Donde, B es la dimensión del diafragma paralela a la carga L, la dimensión del diafragma perpendicular a la carga, t el espesor equivalente del diafragma,  $G_{eq}$  el módulo de corte y  $\lambda = \frac{1}{k} = 1.2$ ; factor de forma para secciones rectangulares.

En nuestro caso el  $G_{eq}$  corresponde a los analizados en la sección 3.3 donde se han encontrado valores de pisos flexibles que dependen de sus características mecánicas.

Debido a que, en un análisis convencional, la acción sísmica es considerada en las dos direcciones ortogonales del edificio, lo que significa que en un caso el piso trabaja con las viguetas paralelas a la carga y en otro con las viguetas en dirección perpendicular a la carga. Por lo tanto, es necesario considerar una rigidez a corte del piso para el último caso, para ello se han realizado algunos ensayos para el caso de fuerza lateral perpendicular a las viguetas. En algunos casos se suelen considerar dicha rigidez igual a la del caso de carga lateral paralela a las viguetas, pero esta ignora la condición ortotrópica del piso.

En un estudio realizado por (Natalino Gattesco & Macorini, 2014) para considerar la ortotropía en la evaluación de la rigidez a corte de pisos de madera, se propone la siguiente expresión para calcular la rigidez a corte del piso con la carga lateral perpendicular a las viguetas:

$$K_{d \perp} = K_{d \parallel} \left( \frac{L_{\perp}}{L_{\parallel}} \right)^2 \quad (5.27)$$

Donde,  $K_{d \perp}$  es la rigidez del diafragma de piso sujeto a carga perpendicular a las viguetas,  $K_{d \parallel}$  es la rigidez del diafragma de piso sujeto a una carga paralela a las viguetas,  $L_{\perp}$  es la longitud del tablero perpendicular a la carga y  $L_{\parallel}$  la longitud del tablero paralelo a la carga.

Debido a que las viguetas se colocan en dirección al vano de menor dimensión, la ecuación puede reformularse en términos más simples:



$$K_{d\perp} = K_{d\parallel} \left( \frac{\text{dimensión mayor}}{\text{dimensión menor}} \right)^2 \quad (5.28)$$

### Modelización de piso flexible

Partiendo de la idealización de un diafragma de piso como un panel con comportamiento de corte simple que trabaja en el régimen elástico, se implementó un macro-elemento a base de resortes compatible con el modelo de pórtico equivalente. Las rigideces de corte en las dos direcciones ortogonales del diafragma de piso constituyeron los parámetros principales de caracterización de este macro-elemento. En el marco de los programas de análisis sísmico de edificios de MNR, el programa de ordenador Tremuri (Galasco, Lagomarsino, Penna, & Cattari, 2002; Lagomarsino et al., 2013), adopta también un criterio de modelización del sistema de piso basado en su comportamiento a corte.

Este macro-elemento propuesto fue probado y validado en un modelo 3D sencillo en (Jiménez, 2016), en el edificio-prototipo del ensayo de Pavia (Calvi & Magenes, 1994), que está compuesto de un piso y un vano con dos paredes con aberturas y dos paredes llenas, como se indica en la siguiente figura.

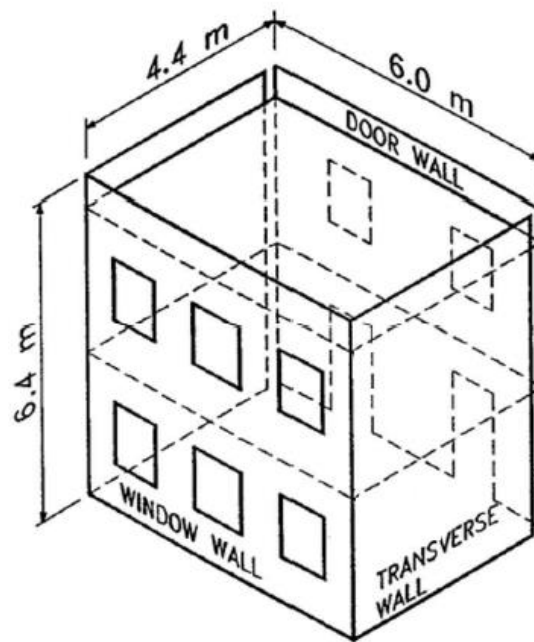


Figura 5.28 Edificio prototipo de Pavia (Calvi & Magenes, 1994).

La solución adoptada consiste de un diafragma conformado por dos resortes de corte y dos resortes axiales dispuestos en paralelo y vinculados, como se muestra en la Figura 5.29. Debido a la disposición en paralelo de los resortes, la rigidez de cada resorte (corte y axial), es la rigidez de corte ( $k_s$ ) y axial ( $k_a$ ) del piso dividido por dos.

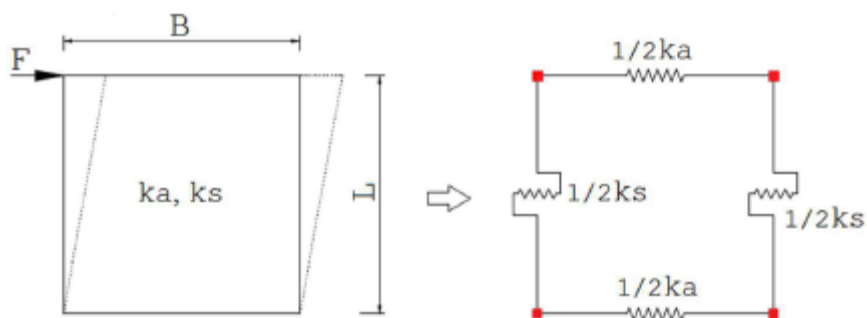


Figura 5.29 Modelación básica de piso para prototipo de Pavia (un solo vano) (Jiménez, 2016).

En este trabajo, se asumió una rigidez axial infinita para el sistema de piso (Jiménez, 2016), debido a que, como se menciona en (Lagomarsino et al., 2013), la rigidez axial de los pisos flexibles es en general mucho mayor a su rigidez de corte.



## 6 MODELIZACIÓN DE LA EDIFICACIÓN PROTOTIPO

A partir de la caracterización geométrica de la edificación-prototipo elegida (Casa Donoso-Guzmán, Figura 3.7), se prosiguió a aplicar el modelo de pórtico equivalente para calcular las longitudes deformables de cada macro-elemento (pilar y viga dintel).

Para el cálculo y modelización de las paredes, se siguió el siguiente criterio: Se empezó con la fachada posterior de la edificación denominándola pórtico 1, ésta se encuentra ubicada en el eje X. A continuación, se designaron los demás pórticos avanzando en dirección positiva en el eje Z, obteniéndose 5 pórticos resistentes por piso.

Las paredes se nombraron de izquierda a derecha por pórtico y avanzando en dirección positiva en el eje Z, esto por cada piso. Y finalmente las paredes laterales (asentadas en dirección Z) se nombraron primero todas las que se encuentran en el lado izquierdo y luego las del lado derecho. En la siguiente figura se muestra como se identificó a cada pórtico y paredes de la edificación:

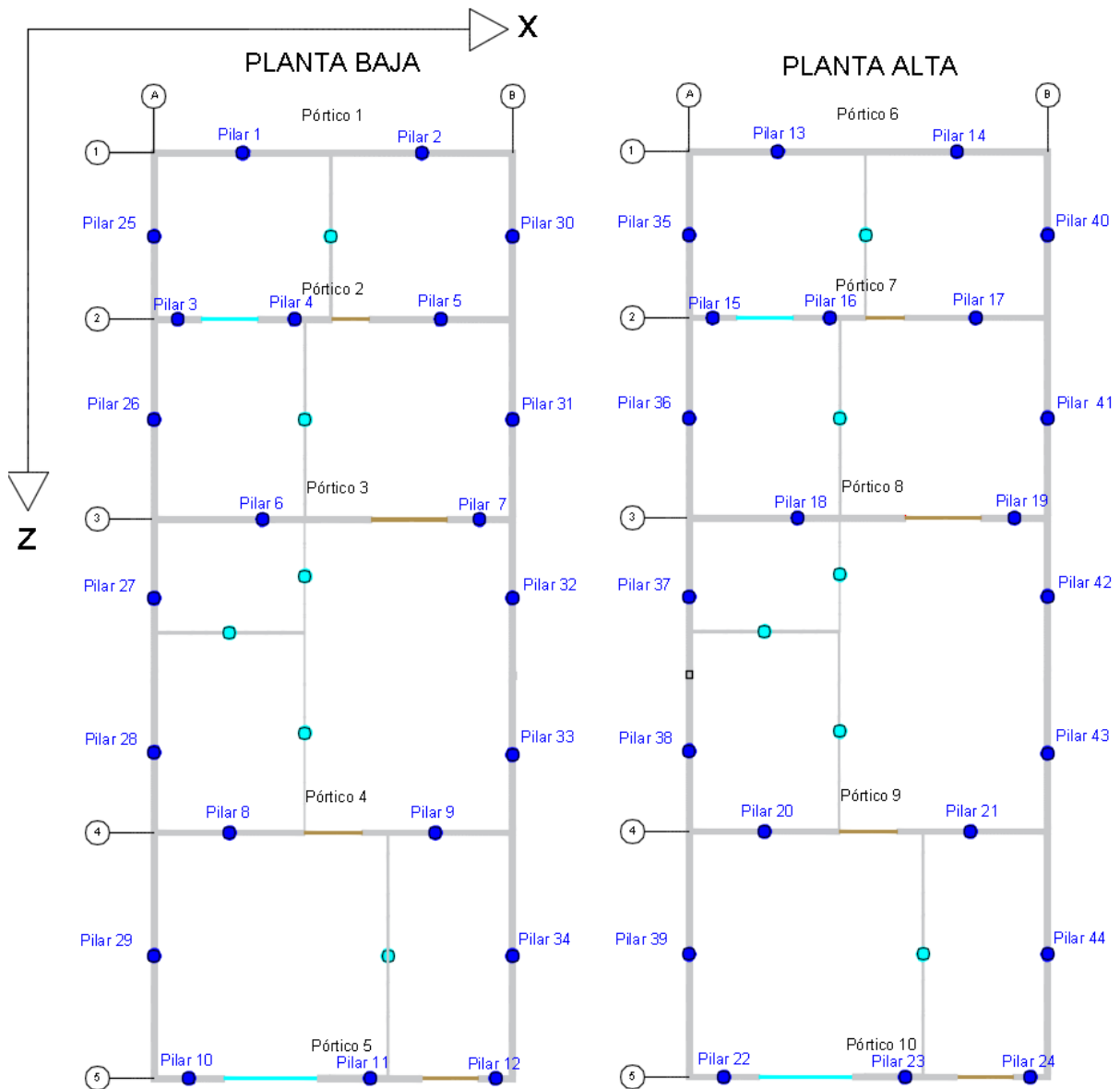


Figura 6.1 Denominación de las paredes de la edificación

Cabe recalcar que, en la configuración en planta de la edificación, existen paredes interiores que no han sido consideradas en el modelo por no tener una distribución uniforme y no aportar en el modelo resistente. Pero estas se consideraron para definir los diafragmas de piso.

Una vez definidos los pórticos, se prosiguió a configurar el modelo. Para ello, se aplicaron los criterios definidos en la sección 4, en la Figura 4.2 y Figura 4.3.



Las paredes y vigas-dintel se modelaron con el siguiente procedimiento: 1) dimensionamiento del pórtico (Figura 6.2), 2) determinación de la altura deformable de pilares y vigas dintel (Figura 6.3), y 3) obtención de nodos y elementos de pórtico equivalente para el ingreso de datos en el programa Ruaumoko 3D (Figura 6.4). A continuación, se muestra el proceso anteriormente descrito, para un pórtico que abarca todos los casos posibles en cuanto a su patrón de aberturas y determinación de alturas deformables.

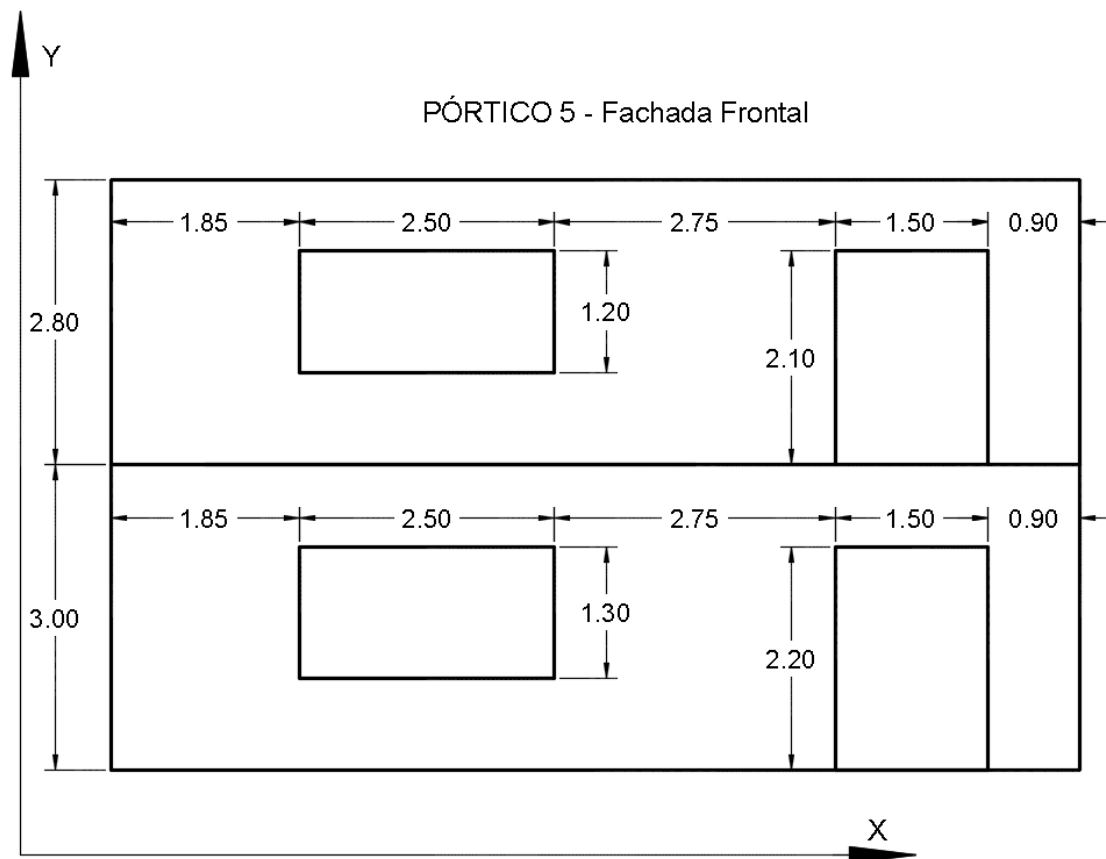


Figura 6.2 Dimensiones del Pórtico 5 (Fachada frontal).

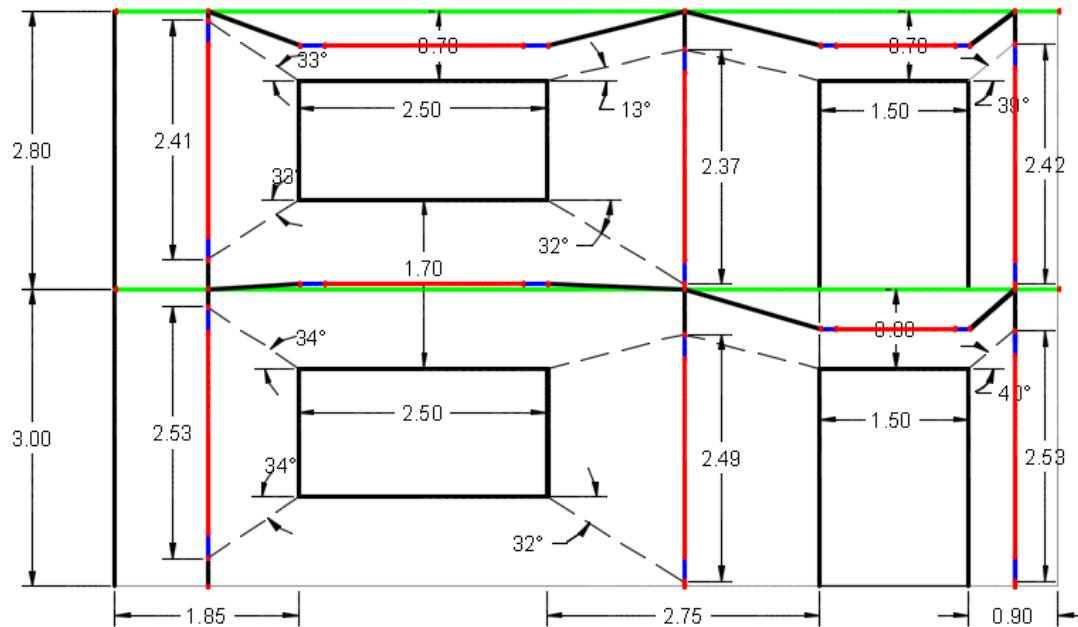


Figura 6.3 Aplicación de los criterios de modelo de pórtico equivalente

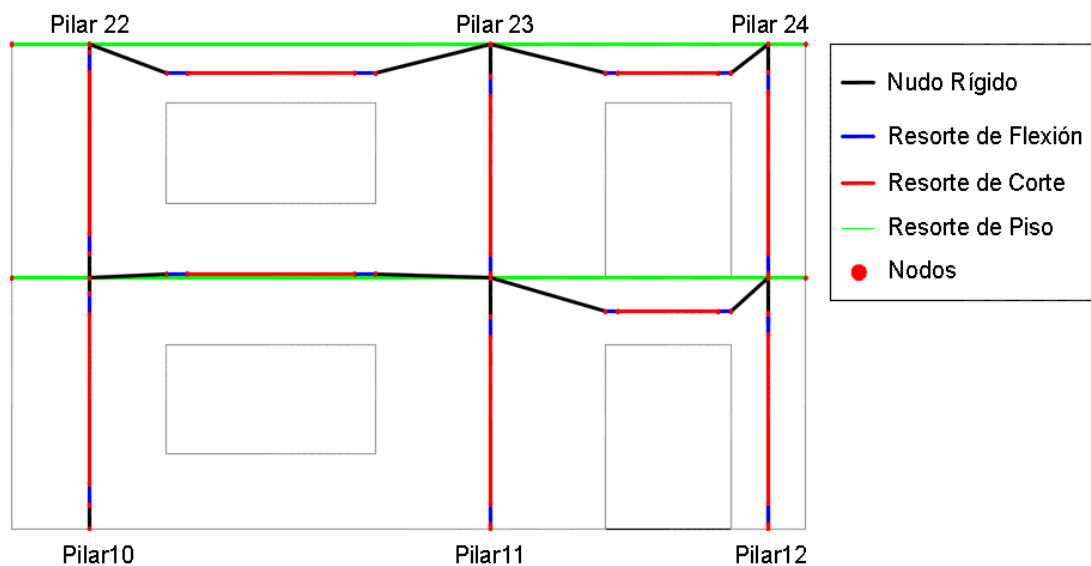


Figura 6.4 Elementos de pórtico que se ingresaron en el programa Ruaumoko 3D.

En el Anexo 1 se muestra la geometría y determinación de la altura deformable de los otros pórticos que conforman la estructura.

En cuanto a las conexiones entre muros de mampostería (pórticos), Morandi (2006) plantea dos formas. En la primera, las conexiones se modelan mediante

un enlace rígido (Figura 6.5a) y en la otra, las conexiones se modelan mediante el diafragma de piso (Figura 6.5b). En el caso de modelar mediante enlaces rígidos, se garantiza la compatibilidad de desplazamiento vertical entre las paredes, lo cual no es nuestro caso. Por esta razón, se ha elegido realizar estas conexiones a través del diafragma de piso.

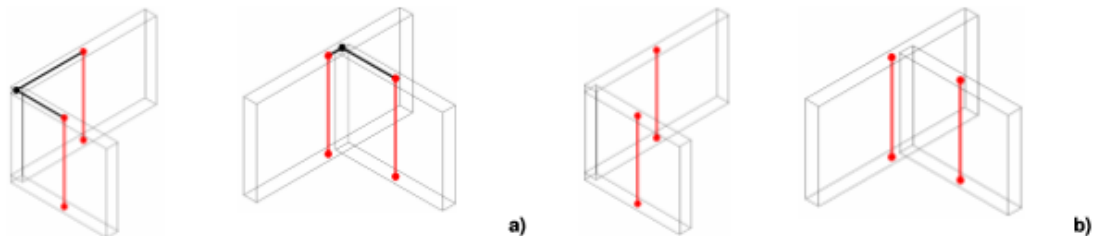


Figura 6.5 Modelación de las conexiones entre paredes: a) con conexiones rígidas; b) sin conexiones rígidas (Morandi, 2006)

En este contexto, el diafragma de piso se modeló de forma que este sirva como elemento de conexión entre paredes y permita que estas interactúen entre sí mediante transferencia de cargas. Cabe recalcar que para la modelación del piso si se ha considerado las paredes interiores para la definición de vanos. Esto resulta importante ya que las viguetas de piso están colocadas de forma que salven la luz más corta.

Debido a que en la modelización el conjunto pórtico-piso, provoca la segmentación de los resortes de borde del panel de piso en aquellos puntos donde se verifican intersecciones con los ejes de pilares ya sea resistentes o intermedios. Estos sub-resortes de borde que se generan por la segmentación, funcionan como un arreglo en serie.

De esta forma aplicando las ecuaciones (5.26) y (5.27) correspondiente a la representación mediante sistemas en serie, la rigidez de cada sub-resorte es igual a “n” veces la rigidez del resorte de borde ( $1/2 k_s$  ó  $1/2 k_a$ ) de la Figura 6.6, siendo “n” el número de sub-resortes generados por la segmentación de los resorte de borde. La siguiente figura ilustra el proceso descrito:

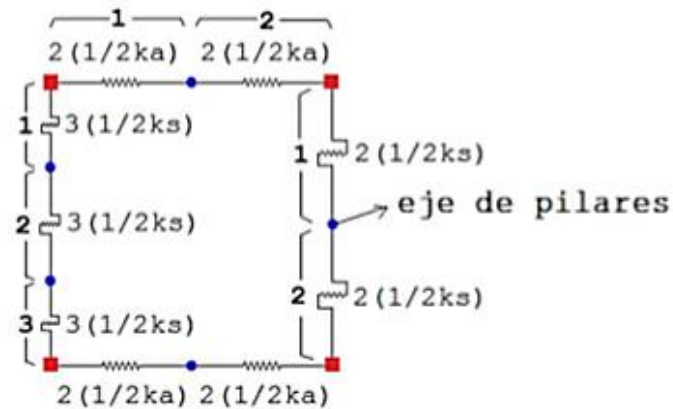


Figura 6.6 Modelización de panel de piso considerando cruces con los ejes de pilares (Jiménez, 2016)

Ya que, al aplicar una carga lateral en X y Z, en un caso un resorte se activará la rigidez axial y en el otro se activará la rigidez a corte. Esto resuelve mediante el multi-spring de Ruaumoko, ya que en el ingreso de datos únicamente será necesario agregar la rigidez axial y a corte del elemento, estos se activarán automáticamente de acuerdo a la dirección de la carga. Lo que se debe tomar en cuenta es que aquella rigidez depende si la carga es paralela o perpendicular a la dirección de las vigas.

Finalmente se debe analizar el caso cuando hay dos pisos adyacentes y que pasa con su rigidez. En este caso, se superpondrían los sub-resortes de los paneles adyacentes en su borde común y los sub-resortes de corte funcionarían bajo un arreglo paralelo (Jiménez, 2016). Por lo tanto, los valores de las rigideces de los resortes adyacentes vienen dados por las sumas de las rigideces como se muestra en la siguiente figura:

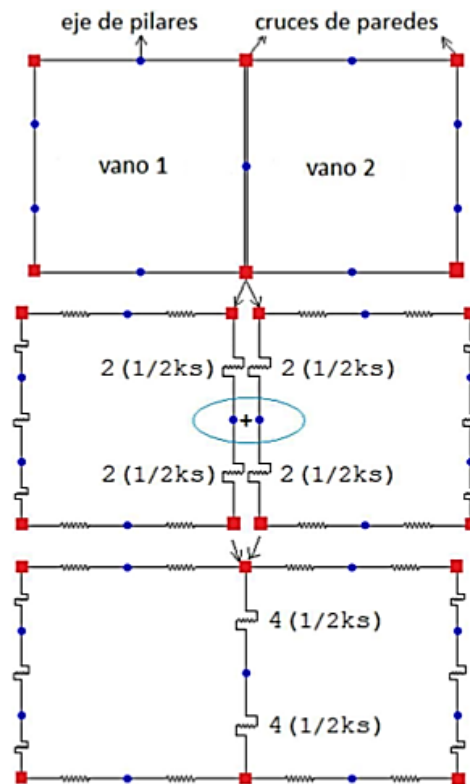
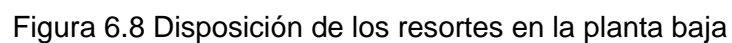


Figura 6.7 Consideración de la adyacencia en la modelización de los diafragmas de piso (Jiménez, 2016)

En la siguiente figura se puede observar cómo se colocaron los resortes de la primera planta para el caso de un sismo en dirección X, y como se realizó el cálculo de las rigideces de algunos de los resortes:



**JORGE LUIS BARRERA ZÚÑIGA**  
**JESSENIA GABRIELA PEÑALOZA MORÁN**

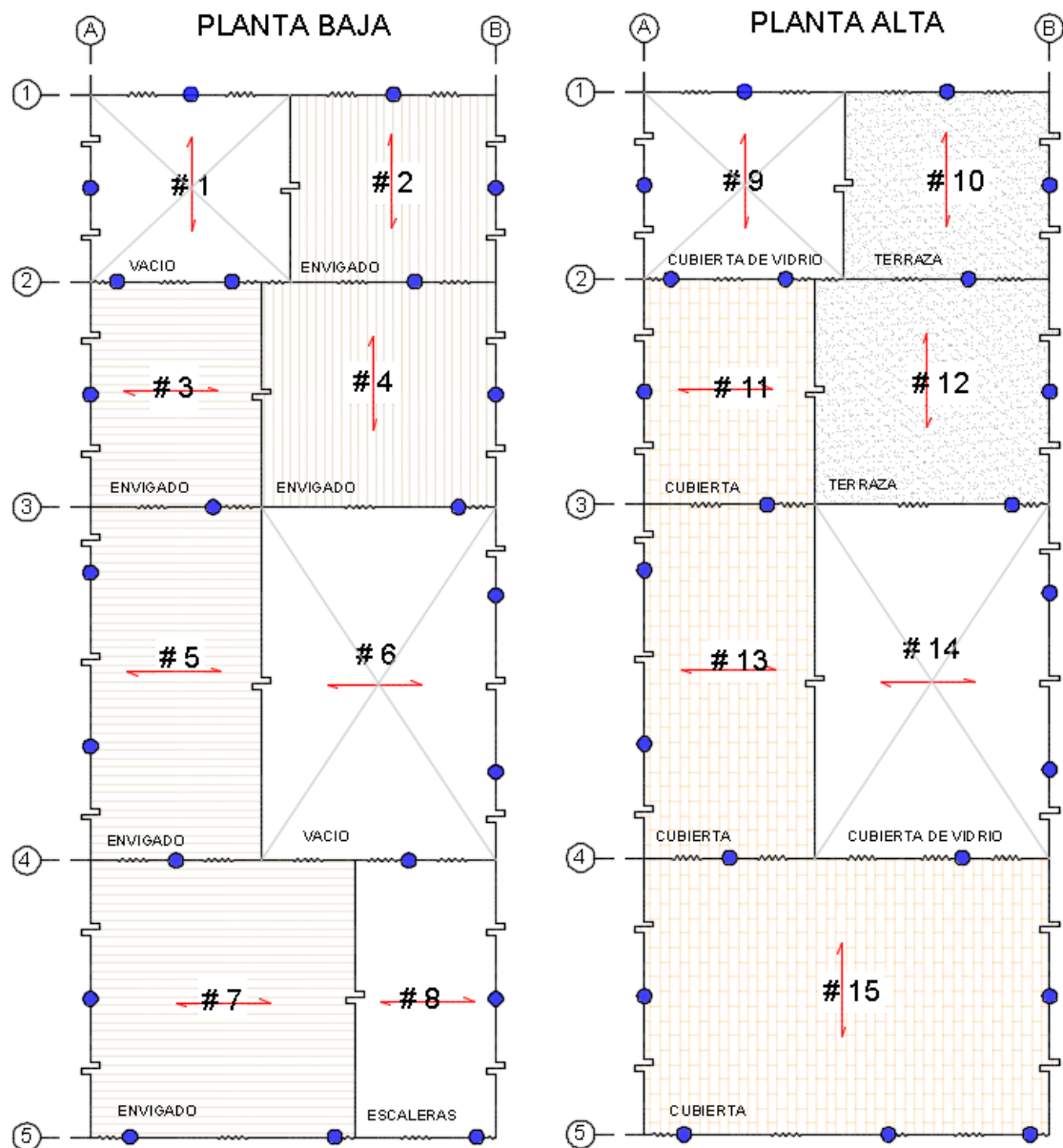


Figura 6.9 Distribución de resortes de corte y axial para un sismo en dirección X.

Tomando en cuenta que la rigidez a corte calculada mediante la ecuación (5.26), se ha realizado específicamente para entrepisos con envigado de madera y entablado simple, y no se tienen referencias para el cálculo de rigideces de los demás sistemas de piso y cubierta. Se ha optado por tratar estas rigideces como una proporción de la rigidez a corte para un piso con envigado de madera. Los factores de reducción aplicados son los siguientes:

Tabla 6.1 Factores de reducción de rigidez a corte

Sistema de entrepiso o cubierta	Factor de reducción De rigidez a corte
Cubierta	3/4
Vacío	1/3
Terraza	4/5
Cubierta de vidrio	1/3
Escaleras	1/3

Una vez que se definieron las características mecánicas y geométricas de cada elemento de resorte (pilar, viga dintel, nudo rígido y piso) se siguió el siguiente esquema para la generación de los elementos e ingresar de una manera sistematizada en el programa Ruaumoko:

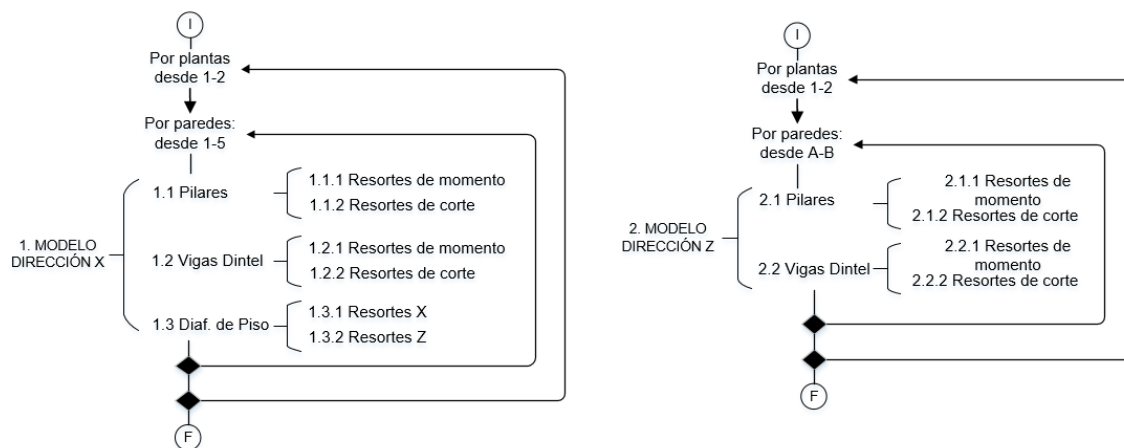


Figura 6.10 Estrategia de generación de los macro-elementos y de los elementos-componentes del edificio-prototipo.

## 6.1 Distribución de cargas – Modelo Piso Unidireccional

Puesto que los sistemas de piso de edificaciones antiguas de MNR, son unidireccionales, la transferencia de carga se produce hacia las paredes donde se apoyan las viguetas; es por esta razón que se ha tomado énfasis en colocar las viguetas en dirección del vano más corto.



Al disponerse las viguetas en la dirección más corta ( $L1$ ), la carga lineal que asumen las paredes portantes es el producto de la carga vertical  $q$  por  $\frac{1}{2}$  de  $L1$ . Finalmente, las cargas puntuales en los pilares se calcularon mediante el producto de esta carga lineal por la longitud tributaria de cada pilar. En la siguiente figura se muestra como se realiza la transferencia de cargas hacia los pilares:

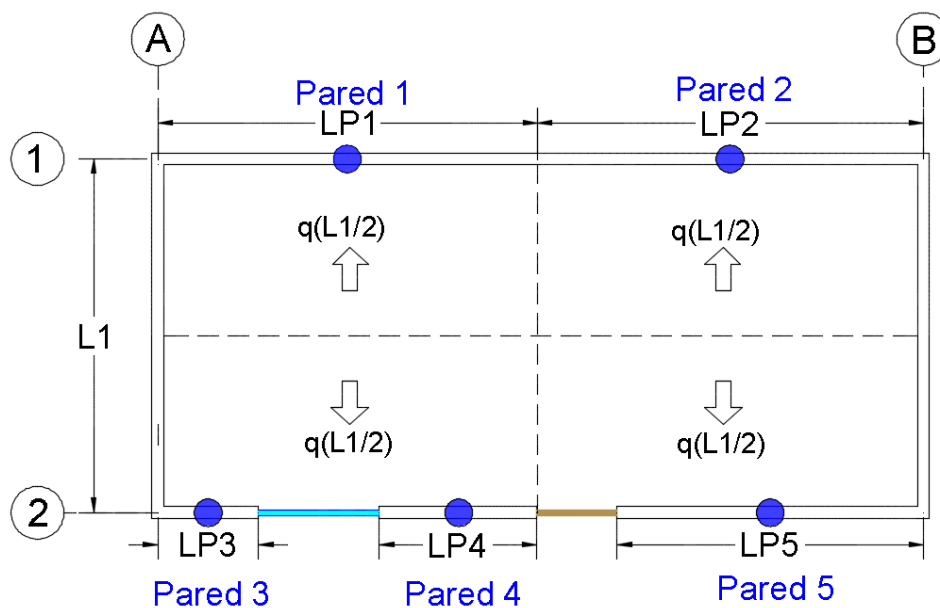


Figura 6.11 Esquema de tributación de cargas de piso a los pilares

A continuación, se presenta el esquema de distribución de cargas de cada planta de la edificación prototipo:

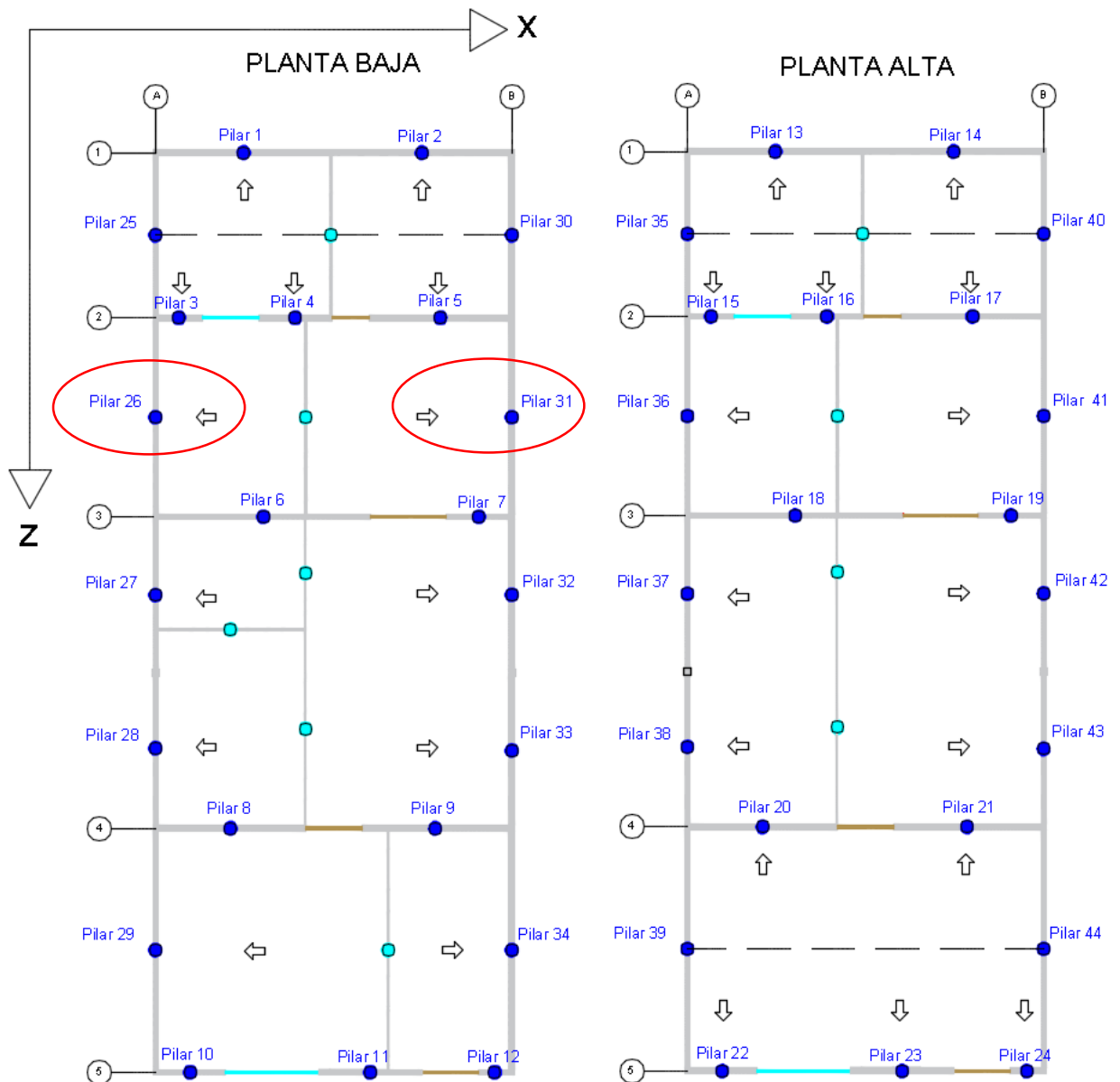


Figura 6.12 Esquema de distribución de cargas para la edificación prototipo

Cabe señalar que no en todos los casos la longitud del vano ( $L_1$ ) se divide en dos para distribuir la carga hacia los pilares, debido a que las paredes interiores no se consideraron en el modelo. Se encontró como mejor solución que toda el área de piso se distribuya hacia los pilares donde está asentado el piso, como es el caso del piso 26 y 31.

Una vez se definieron las áreas de aporte de cada pilar se identificaron las cargas que se deben tomar en cuenta para la planta alta y la planta baja.

Para las cargas provenientes del peso propio de las paredes, se agruparon de la siguiente forma:

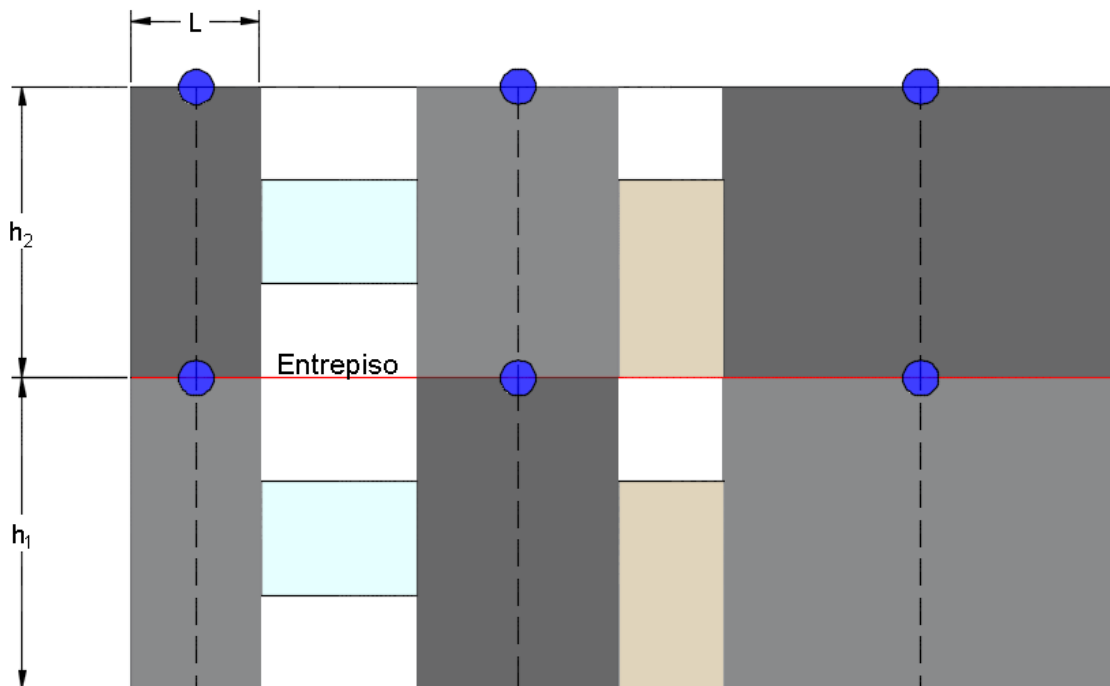


Figura 6.13 Esquema de distribución de cargas obtenidas del peso propio de las paredes.

Como se observa en la figura las cargas provenientes del peso propio de los pilares que se añaden a cada nodo corresponde a la calculada utilizando las dimensiones del pilar, y sin considerar los dinteles.

En el caso de la planta baja se consideraron dos tipos de carga: las provenientes del peso propio de los pilares y vigas dintel, y otras cargas como: sobrecarga de panelería, peso propio de entrepiso y carga viva.

En cuanto a las cargas que se derivan del piso se hizo las siguientes consideraciones: La carga de peso propio de piso se calculó con un peso específico de  $600 \text{ kgf/m}^3$  y el espesor equivalente a 10cm, dando una carga



resultante de 60 kgf/m<sup>2</sup>; por otro lado, la sobrecarga de panelería proveniente de las paredes interiores de la edificación se calculó con una carga de 100 kgf/m<sup>2</sup> (Gonzalez-Drigo et al., 2015), y por último la carga viva se utilizó de 200 kgf/m<sup>2</sup> aplicando la norma (NEC-SE-MP, 2015) para viviendas unifamiliares y familiares, en este caso se redujo la carga viva a un 30% debido a que se hizo la consideración de que en un evento extremo no habrá la misma cantidad de personas en la edificación. En caso del hall se considera este como una cubierta de vidrio para el entrepiso ya que en la tesis “Arquitectura de Líneas Rectas” (Rivera & Moyano, 2002), se menciona que este espacio es un piso de vidrio con envigado de madera, para este se consideró una carga de 32 kgf/m<sup>2</sup>. Y para los espacios donde se tiene escalera y espacios huecos, no se consideraron cargas, ya que la carga de la cubierta de vidrio del pozo de luz solo se distribuye en los pilares de la planta alta y las escaleras se consideraron como un sistema independiente.

Para las cargas de los pilares de la segunda planta provenientes de la cubierta se hicieron las siguientes consideraciones: La carga de peso propio de cubierta se dividieron en tres cargas principalmente: 1) cubierta de madera (130 kgf/m<sup>2</sup>), 2) terraza (74 kgf/m<sup>2</sup>), y 3) cubierta de vidrio (32 kgf/m<sup>2</sup>).

La distribución de espacios juntos con la dirección de las viguetas de piso se puede observar en la siguiente figura:

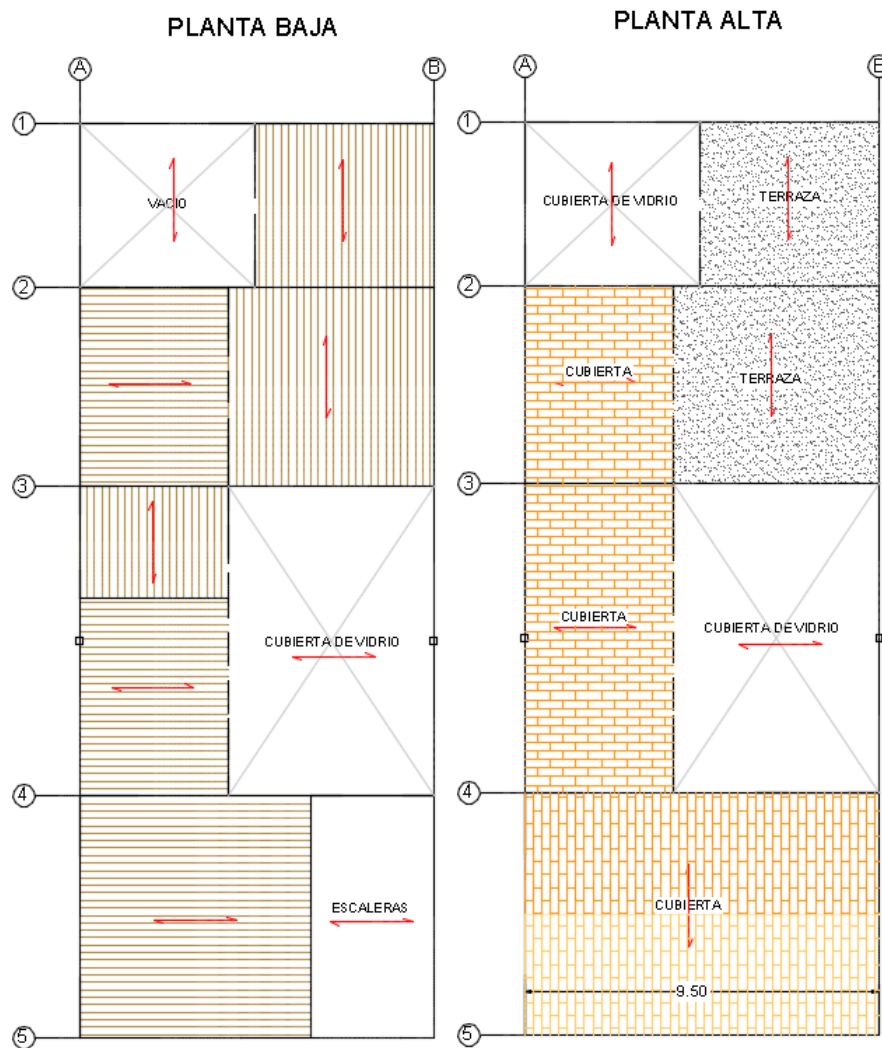


Figura 6.14 Distribución de espacios en la edificación para aplicación de cargas.

A continuación, se presenta un resumen de las cargas que se han considerar para la distribución de cargas hacia los pilares:

Tabla 6.2 Cargas utilizadas en el modelo.

Material	Carga (kgf/m <sup>2</sup> )
Piso de madera	60
Cubierta de madera	130
Cubierta de vidrio	32
Terraza	74
Carga viva	60



Es necesario aclarar que el momento de ingresar las cargas de cada pilar en el programa Ruaumoko, estas se ingresan por piso. Es decir que no se acumulan las cargas desde el segundo piso hacia el primer piso.

Para el cálculo de rigidez axial de los elementos se utilizó el mismo criterio que se adoptó para la distribución de las cargas, pero con dos consideraciones diferentes: 1) El peso propio de los elementos pilares no se calculó como se muestra en la Figura 6.13, sino se calculó su peso como pilar en si mediante la altura de entrepiso, su longitud y su espesor, 2) Para el cálculo de la carga axial si se acumularon los pesos de la planta alta hacia la planta baja.

## **6.2 Distribución de masas - Modelo de áreas tributarias**

En los estudios realizados de edificaciones de MNR, cuya premisa es una respuesta global gobernada por el comportamiento en el plano de las paredes, las masas se concentran a nivel de piso y en los nodos situados en las paredes.

Para modelos de pórtico equivalente, las masas nodales pueden situarse en los ejes centroidales de los pilares o en las intersecciones de las paredes ortogonales (Lagomarsino et al., 2013). En este trabajo, las masas nodales se concentran en los nodos de intersección de los ejes de pilares con el plano centroidal del piso. Esta concentración de masas se divide en dos: las obtenidas por el propio peso de pilares y dinteles; y las de piso con su respectiva sobrecarga.

Para las masas nodales provenientes de los elementos pilares y vigas dintel, en la siguiente figura se indica el criterio de distribución de masas:

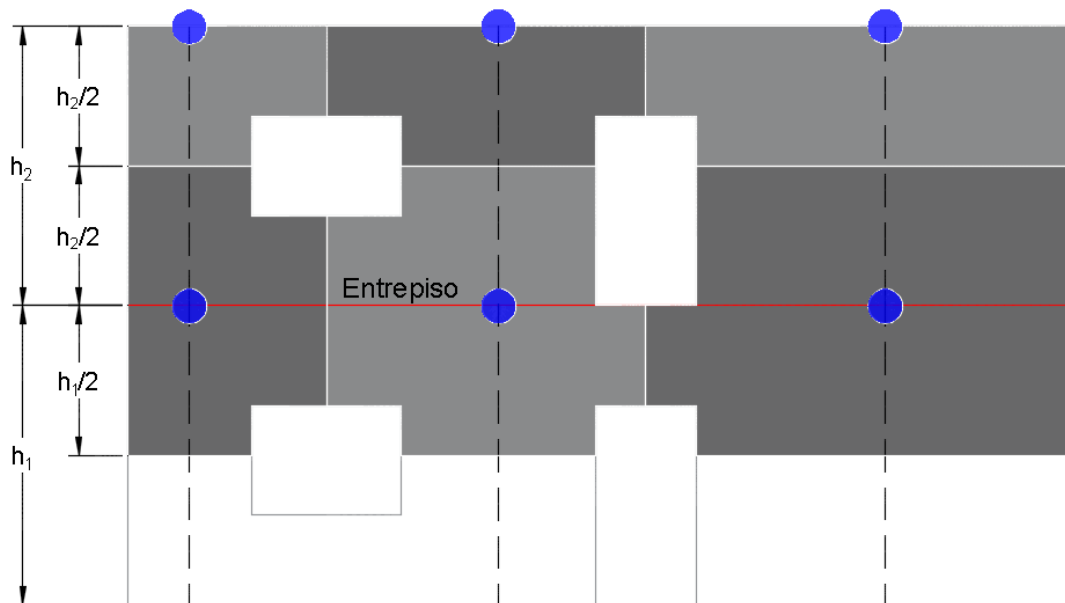


Figura 6.15 Esquema de distribución de masas por parte de las paredes.

Como se observa en la figura, existen dos formas de agrupar las masas nodales, la primera que corresponde a la planta baja y la segunda a la planta alta. El primer caso donde el nodo es aquel que intersecta el eje centroidal de los pilares con el plano centroidal del entrepiso, la masa se obtiene de la suma de las áreas de la mitad de los dinteles contiguos producto de aberturas en el caso de tenerlas, y el área correspondiente a la mitad del pilar superior y pilar inferior. Para el segundo caso donde el nodo es producto de la intersección del eje del pilar con el plano centroidal del techo, la masa se obtiene por medio de la suma de las áreas de la mitad de los dinteles contiguos y la mitad del pilar inferior.

Por otro lado para distribuir las masas por parte del piso hacia los pilares se adoptó un esquema proveniente de un estudio realizado para edificios de baja altura con diafragma de piso no rígido (Sang-Cheol Kim, 2003). En este estudio las masas son agrupadas en cada grado de libertad de los elementos de la pared del diafragma y en el centro del diafragma. Cada masa concentrada representa los efectos de la masa distribuida dentro del área del diafragma correspondiente. Para ello se dividió a cada diafragma en nueve áreas rectangulares, producto de la definición de franjas de un cuarto de luz en cada uno de sus cuatro bordes. Este esquema de división se puede observar en la siguiente figura:

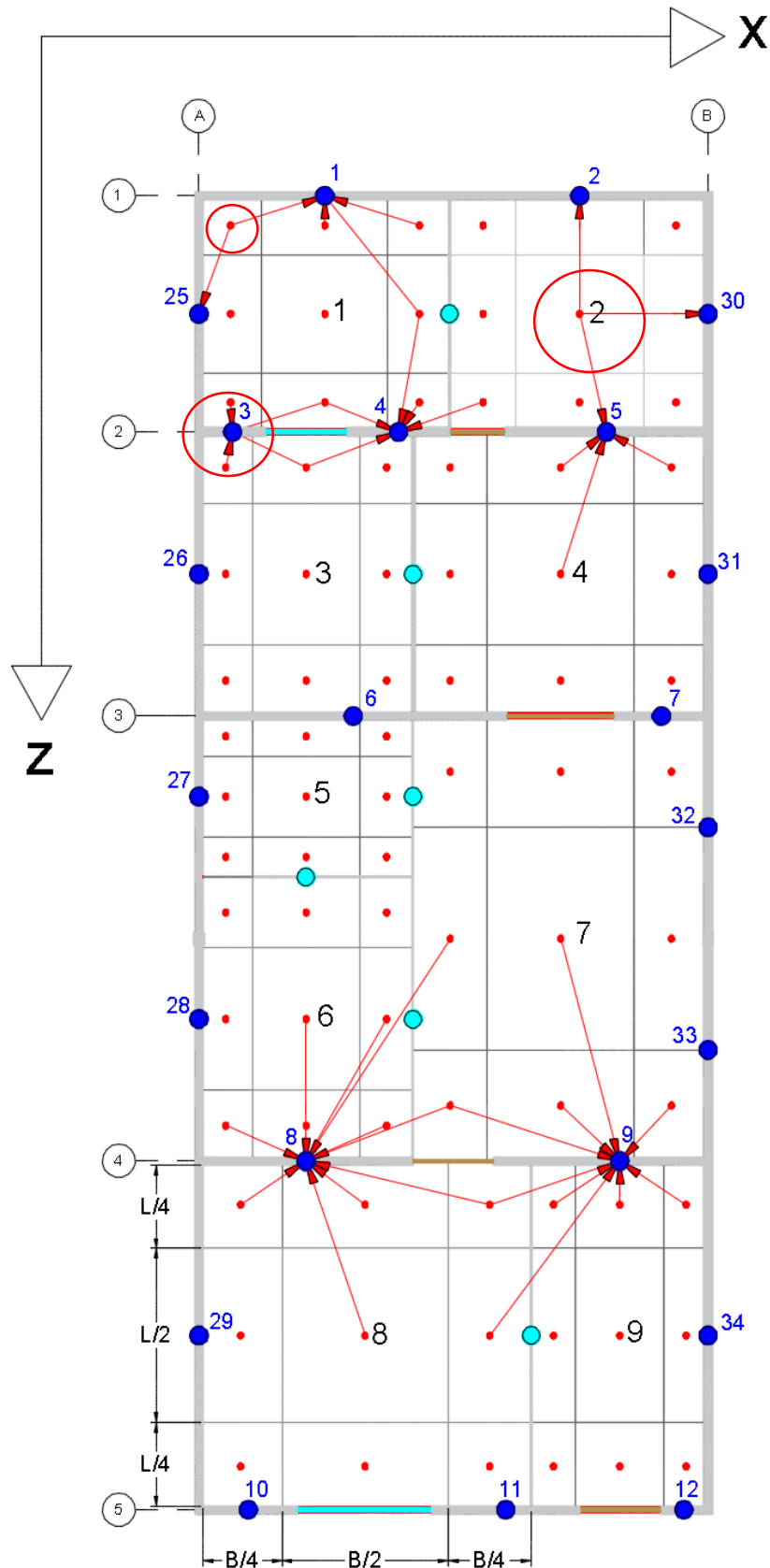


Figura 6.16 Esquema de distribución de masas por parte del piso





Para la distribución de las masas se utilizó un criterio simple de distribuir la masa correspondiente de la franja de piso al pilar más cercano, como se observa en el pilar número 3 que recibe las masas de una franja del piso 1 y 3. En el caso de que una franja sea equidistante de dos pilares, la masa se dividirá en el número de pilares que estén a la misma distancia como es el caso del pilar 1 y 25. Es común que la masa de las franjas de la mitad de los diafragmas se divida en tres o cuatro pilares como es el caso del piso 2. Como se puede observar los pilares intermedios reciben más masa que los demás, como es el caso del pilar 8 y 9. De esta forma se repartieron las masas del piso en los pilares. Cabe recalcar que existen pilares intermedios que no se consideraron en el modelo y los cuales no reciben masa, ya que el objetivo de este trabajo es evaluar los pilares de los pórticos resistentes y estos pilares intermedios no aportan por no estar distribuidos de manera uniforme, pero estos pilares si fueron considerados para conformar los diferentes diafragmas. En la anterior figura no se encuentra la distribución de todas las masas, sino solo algunos ejemplos para efecto de demostración.

Las cargas que se consideraron para el ingreso de las masas nodales son las mismas que se consideraron para el ingreso de cargas por pilar (sección 6.1), se diferencia de ésta por la distribución de cargas ya que para las masas nodales se utiliza el criterio de franjas y no aquel que considera la dirección de las viguetas para transmitir las cargas.

De la misma forma que para las cargas, las masas modales se ingresan por piso, lo que quiere decir que no se acumulan las masas desde la planta alta hacia la planta baja. En el anexo 2 se observa el criterio de distribución de masas para toda la edificación.



## 7 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEALES

En lo que respecta a los métodos de análisis para la evaluación sísmica, en las últimas décadas, los conceptos de ingeniería sísmica basados en el desempeño han llevado a un uso creciente de Análisis Estáticos No Lineales (ASNL) (pushover). Estos procedimientos simplificados basados en el análisis pushover dan como resultado la comparación entre la capacidad de desplazamiento de la estructura y la demanda de desplazamiento, que depende tanto de la estructura como de las características del sismo. (Lagomarsino et al., 2013). Se han desarrollado varios procedimientos de evaluación sísmica por desempeño basados en el ASNL (por ejemplo, Método del coeficiente, Método del espectro de capacidad, Método N2 y Método basado en el desplazamiento) (Quagliarini et al., 2017). En este trabajo se optó por estudiar el Método del Espectro de Capacidad (MEC-FEMA), debido a que es el más usado y el de mayor calidad predictiva (Jiménez, 2016). El procedimiento de este método, se resume en los siguientes pasos:

1. Ejecución de un análisis pushover con un patrón de carga adecuado, y definición de escenarios sísmicos (espectros elásticos de respuesta).
2. Conversión de la curva pushover a espectro de capacidad, y del espectro elástico zonificado en formato Sa-T al formato Sa-Sd, y
3. Determinación del punto de desempeño a través de la superposición entre el espectro de capacidad y el espectro de demanda reducido por comportamiento inelástico.

Este método fue desarrollado originalmente para estructuras de hormigón armado (RC) o estructuras de acero, bajo la hipótesis de diafragmas horizontales rígidos y, posiblemente, en el caso de configuraciones regulares (Lagomarsino Sergio, Camilletti Daniela & Marino, 2018). Es por eso, que en base a esas hipótesis los códigos permiten el uso de los ASNL, siempre que la masa participativa en el primer modo sea mayor que un porcentaje determinado (alrededor del 75%), una condición que se cumple para edificaciones con las



características antes mencionadas (Serena Cattari, Lagomarsino, & Marino, 2015).

Entonces, la utilización del MEC supone que la respuesta fundamental de la estructura analizada se basa en su modo fundamental de vibración; este supuesto radica en una de las principales deficiencias teóricas del método; además de producir una insuficiencia en la base conceptual, se produce una fuerte limitación de la utilidad de éste, debido a que existen estructuras cuya respuesta está influenciada por modos de vibración altos (edificaciones de MNR irregulares con pisos flexibles) (Meneses, 2006).

Los principales problemas críticos relacionadas con la aplicación del enfoque estático no lineal en el caso de edificios de mampostería irregulares con pisos flexibles se pueden resumir de la siguiente manera, en base al procedimiento antes mencionado:

#### *Problemas relacionados al primer punto del procedimiento*

En el primer punto, para la implementación del análisis pushover, se requiere definir modelos no lineales adecuados; consecutivamente, es necesario adoptar el patrón de carga a usar, y éste es un paso crítico, ya que es imposible saber de antemano las fuerzas de inercia que un evento sísmico puede activar en un edificio determinado. Los códigos sísmicos recomiendan utilizar uno (ASCE 41-13, 2014) o dos patrones de carga diferentes (CEN, 2004; G.U, 2008), generalmente, el uniforme y el modal (el único recomendado en ASCE 41-13, 2014) o la distribución triangular invertida. Sin embargo, estos patrones de carga no siempre son confiables si se aplican a edificios de mampostería irregular con pisos flexibles, de hecho, pueden no ser representativos para describir el comportamiento sísmico real de estos edificios. En el caso del modal, éste no es representativo debido a que el porcentaje de masa participativa puede ser muy baja y la influencia de los modos superiores puede ser significativa, en particular cuando los diafragmas son flexibles; por otro lado, el patrón de carga “triangular” no es correcto aplicar debido a que las paredes no tienen la misma rigidez y en



ausencia de pisos rígidos, no se obligan a deformarse de la misma manera. (Serena Cattari, Lagomarsino, & Marino, 2015; Lagomarsino Sergio, Camilletti Daniela & Marino, 2018).

Dentro de la ejecución de los análisis *pushover*, además, es necesario definir los niveles de daño o niveles de desempeño de la estructura. Los códigos usualmente se refieren a los Niveles de Desempeño (ND) en dos escalas: la local (a nivel de elemento) y la global (a nivel de estructura) (S. Cattari, Lagomarsino, D'Ayala, Novelli, & Bosiljkov, 2012; Lagomarsino Sergio, Camilletti Daniela & Marino, 2018). Los criterios más comunes se basan en los siguientes enfoques:

- Enfoque elemento estructural: que asume que el alcance de un cierto nivel de desempeño a escala global corresponde cuando el primer elemento estructural alcanza el mismo nivel de desempeño. Este enfoque se adopta cuando el modelo mecánico no es capaz de capturar la degradación progresiva de la resistencia de la curva de empuje. (S. Cattari et al., 2012).
- Enfoque heurístico: define los ND sobre la base de los límites convencionales definidos directamente en la curva de capacidad, generalmente en términos de derivas y de degradación de resistencia (S. Cattari et al., 2012). Este enfoque requiere el uso de relaciones constitutivas de deriva-corte con degradación de la fuerza y ductilidad limitada; se adopta en el caso de los edificios de mampostería, donde generalmente algunos elementos alcanzan un ND dado mucho antes que otros (Lagomarsino & Cattari, 2015).

Sin embargo, en el caso de edificios irregulares con diafragmas flexibles, el primer método resulta ser demasiado conservador, y el segundo a menudo inadecuado, ya que no puede tener en cuenta la localización del daño en paredes individuales, esto conlleva, a que, si el edificio es muy grande y los diafragmas horizontales son flexibles, un daño significativo en un solo muro puede no aparecer en la curva de empuje de toda la estructura. Lo mismo se aplica al daño



en elementos estructurales, que pueden extenderse demasiado en el edificio sin ningún efecto tangible en la curva de empuje global.

#### *Problemas relacionados al segundo punto del procedimiento*

Con respecto al segundo paso del procedimiento, para los edificios regulares con diafragmas rígidos, la conversión de la curva de capacidad es casi insensible a la selección del nodo de control para el análisis pushover, mientras que en el caso de pisos flexibles puede verse muy afectado por esta elección (Lagomarsino Sergio, Camilletti Daniela & Marino, 2018).

#### *Propuestas*

Se han formulado varias propuestas en la literatura para mejorar la confiabilidad de los ASNL en el caso de estructuras muy irregulares o para las cuales la contribución de los modos superiores no es despreciable (edificaciones de MNR con pisos flexibles).

- 1) En la primera propuesta se proporcionan instrucciones específicas sobre los patrones de carga más apropiados para utilizar en el análisis pushover para obtener resultados fiables. Para alcanzar este objetivo, en el artículo presentado por (Lagomarsino Sergio, Camilletti Daniela & Marino, 2018)), se han desarrollado y descrito diez configuraciones de edificaciones, como representantes de los edificios de mampostería no reforzada (MNR) con diferentes rigideces de piso y niveles de irregularidad. Los resultados obtenidos por ASNL, realizados con diferentes patrones de carga (uniforme, modal, triangular, SRSS (*Square Root of Sum of Squares*), y CQC (*Complete Quadratic Combination of the same modes*)), se han comparado con los considerados como el comportamiento real de referencia, obtenidos por Análisis Dinámico No Lineal (ADNL).

Como primer resultado de este estudio, se presentan los análisis modales de las edificaciones de MNR, que confirman que el comportamiento dinámico de los modelos de estudio está fuertemente influenciado por la rigidez del diafragma en el plano.

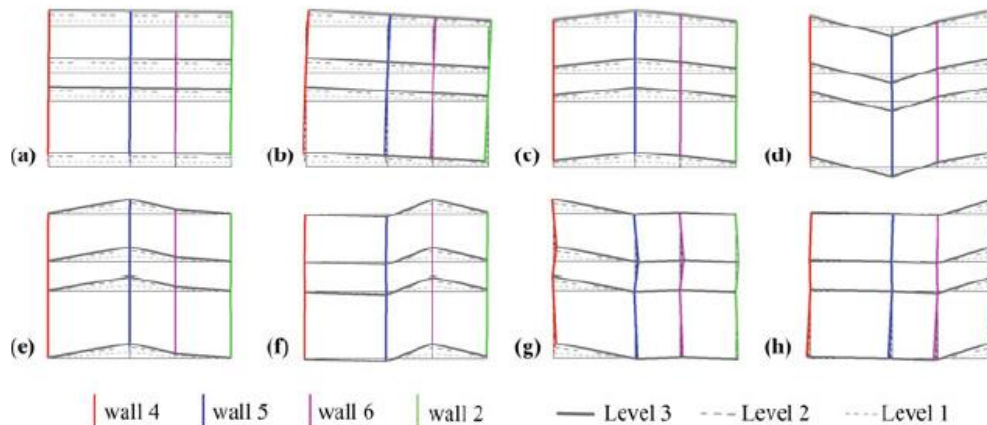


Figura 7.1 Formas de los modos de vibración: (a) Ar\_rig 1er modo (b), Airr\_rig 1er modo, (c) Ar\_int 1er modo, (d) Ar\_int 4to modo, (e) Ar\_flex 1st mode, (f) Ar\_flex 3er modo, (g) Ar\_flex 5to modo, (h) Ar\_flex 6th modo. (Lagomarsino Sergio, Camilletti Daniela & Marino, 2018).

De la Figura 7.1 se observa fácilmente que en una edificación de MNR con pisos rígidos, existe una respuesta global tanto para una configuración regular (Figura 7.1a) como para una configuración irregular (Figura 7.1b). En el caso de edificaciones regulares con diafragma semi-flexible, cada pared se mueve independientemente de las otras y se hace difícil identificar un comportamiento global del edificio (Figura 7.1 c y d). En edificaciones que presentan diafragmas flexibles, las formas modales asociadas a cada modo son equivalentes al modo de cada pared (Figura 7.1 e, f, g y h). Por último, se observa que en el caso edificaciones con diafragma flexible el efecto torsional queda inhibido (Lagomarsino Sergio, Camilletti Daniela & Marino, 2018).

Luego, en base a estos resultados y a la comparación de los resultados obtenidos a través de los ASNL y los ADNL, estos autores concluyen que la aplicación de los ASNL en edificios MNR irregulares con diafragmas flexibles, conduce a resultados fiables y estables cuando la aplicación de



la carga lateral proviene de la combinación de la distribución uniforme con la combinación SRSS (Square Root of Sum of Squares) aplicada a las formas modales que no presentan la inversión de signo en el desplazamiento (modos del 1er tipo).

- l La segunda propuesta, pretende superar el problema relacionado con los enfoques tradicionales (elemento estructural y heurístico) adoptados por los códigos para definir los niveles de desempeño de la estructura. Esta propuesta denominada enfoque multi-escala es presentada como parte del proyecto PERPETUATE (S. Cattari et al., 2012). La idea básica de este enfoque es que la evaluación de un cierto nivel de daño a escala global comienza a partir de un conjunto de controles combinados realizados a escalas más bajas. La elección de la escala a la cual se realizará la evaluación sísmica, está en función de los tipos de bienes, que en general se pueden distinguir 3 tipos: (S. Cattari et al., 2012).

- a) Bienes contruidos por un solo elemento;
- b) Bienes contruidos por un solo macroelemento;
- c) Bienes más complejos realizados por un conjunto de macroelementos.

Para los dos primeros bienes a) y b), por lo general, la evaluación sísmica se realiza en la curva de capacidad representativa de la respuesta del elemento único o macroelemento. Para el caso de los bienes más complejos c), se puede mencionar dos casos: (S. Cattari et al., 2012).

- i. Caso comportamiento de caja (global) (ejemplo, edificaciones de MNR regulares con pisos rígidos).
- ii. Caso comportamiento casi independiente de los macroelementos (ejemplo, edificaciones irregulares de MNR con pisos flexibles).



En el caso i, la evaluación sísmica se realiza directamente en la curva de capacidad general que representa la respuesta de todo el bien (global). En el caso ii, la evaluación se realiza en la curva de capacidad única representativa de cada respuesta de macroelemento; luego, a partir de las evaluaciones realizadas en todos los macroelementos relevantes, se pueden introducir criterios de combinación adecuados para definir el desempeño correspondiente a la escala del bien en su totalidad. (S. Cattari et al., 2012).

Para la evaluación de los estados de daño, en el caso c), para ambos literales (i global, ii macroelemento), se puede aplicar el enfoque multi-escala, para combinar la evaluación de daños realizada en escalas más bajas. De acuerdo a este enfoque, los estados de daño se definen combinando diferentes criterios basados en:

- Enfoque heurístico, y
- Comprobaciones realizadas a escala del elemento estructural único o el macroelemento. Estas verificaciones tienen como objetivo evitar la aparición de un daño “demasiado elevado”.

- l) Por último, esta propuesta está relacionada con la selección del nodo de control en edificaciones irregulares con pisos flexibles. Para este inconveniente, se da como solución: a) que el nodo de control se ubique en un nodo en el piso superior de la pared que falla y b) el desplazamiento de la estructura, se asume como el desplazamiento promedio de todos los nodos en el piso superior ponderados por sus masas tributarias (Lagomarsino Sergio, Camilletti Daniela & Marino, 2018). Este procedimiento representa un enfoque heurístico útil para obtener un resultado no ambiguo, que también tiene una interpretación física, de hecho, el enfoque basado en el desplazamiento considera la capacidad de las masas sísmicas para moverse, en comparación con la demanda de desplazamiento del sismo (Lagomarsino & Cattari, 2015).





### *Alcances*

A pesar de las dificultades mencionadas y teniendo en cuenta la falta de la confiabilidad del análisis lineal para simular las condiciones cercanas al colapso, el análisis estático no lineal sigue siendo la mejor opción para la evaluación sísmica de edificios de mampostería complejos (Lagomarsino & Cattari, 2015).

En base de que, todavía falta una validación extensa de este procedimiento en caso de estructuras irregulares con diafragmas flexibles (Lagomarsino Sergio, Camilletti Daniela & Marino, 2018), y que en este trabajo la edificación de estudio es irregular y está compuesta de pisos flexibles, se ha optado por determinar únicamente las curvas de capacidad (*pushover*), adoptando la primera (patrón de carga lateral: SRSS) y tercera propuesta (Nodo de control).



## 8 IMPLEMENTACIÓN EN RUAUMOKO

En este trabajo se utilizó como plataforma de análisis el programa de ordenador Ruaumoko-3D. Aunque es un programa que ha sido ampliamente utilizado en el ámbito de la investigación para la modelización y análisis sísmico (estático o dinámico no lineal) de sub-estructuras y edificios de concreto reforzado y acero, posee elementos tipo pórtico (frame) y tipo resorte (spring) de carácter general que permiten orientarse hacia el estudio de otro tipo de estructuras, como es el caso de edificios de muro portante de MNR (Jiménez, 2016).

El esquema de modelización implementado en Ruaumoko se basó en el de pórtico equivalente conformado con macro-elementos a base de resortes. Este modelo, frente a aquellos con macro-elementos tipo viga, tiene la ventaja de una mayor libertad de modelización no lineal de los elementos resorte (Carr, 2007). Esto se ve reflejado en la disponibilidad de un amplio catálogo de histéresis (y sus envolventes asociadas), que permiten una mejor descripción de la respuesta inelástica de las paredes de MNR (Jiménez, 2016).

Si bien Ruaumoko posee características importantes, como su catálogo de elementos y de modelos histeréticos, al ser un programa que no dispone de una interfaz gráfica para la generación de estructuras, demanda un esfuerzo adicional al tener que crearse un fichero de ingreso de datos. La información que requiere este fichero será en base a la complejidad del modelo.

En este trabajo, en base al modelo adoptado, el fichero de ingreso de datos queda compuesto de 8 secciones (Tabla 8.1), en donde, cada sección requiere el ingreso de líneas de información específica. Para el ingreso de esta información se hizo uso de varias guías como, el Manual Ruaumoko 3D (Carr, 2003), el Apéndice de curvas histeréticas de Ruaumoko (Carr, 2016) y el Manual de Teoría (Carr, 2007).



Tabla 8.1 Secciones del Fichero de Ingreso, previo al análisis *pushover*.

Sección	Información de Ingreso
1	Control de análisis y de outputs
2	Nodos
3	Elementos
4	Propiedades
5	Masas
6	Cargas
7	Patrón de Carga Lateral
8	Sismo

### 8.1 Control de análisis y de outputs

Esta sección comprende todos los parámetros principales de análisis, además, de aquellos que permiten el control de salida de pantalla. La mayoría de estos parámetros se colocan por defecto; en el apartado de anexos se observa los parámetros adoptados en este trabajo. Se puede ver información más detallada en el Manual de Ruaumoko3D (Carr, 2003).

### 8.2 Nodos

Como segundo punto, el fichero de ingreso de datos de Ruaumoko necesita un bloque de caracterización geométrica de los nodos. La información que solicita se indica en la siguiente figura:

NODOS				Desplazamientos			Rotaciones				
	X	Y	Z	DX	DY	DZ	RX	RY	RZ		
1	2.3500	0.0000	0	1	1	1	1	1	1	0	0
2	2.3500	0.0500	0	1	1	1	1	1	1	0	3
3	2.3500	0.3400	0	0	0	0	1	0	0	0	0
4	2.3500	2.6600	0	0	0	0	1	0	0	0	0
5	2.3500	2.9500	0	0	0	0	1	0	0	0	3
6	2.3500	3.0000	0	0	0	0	1	0	0	0	0

ID      Coordenadas      Condiciones de Restricción  
 1: Restringido  
 0: No restringido

Nudo Máster      Control de Salida de Información

Figura 8.1 Datos de entrada de la sección Nodos del fichero de ingreso de Ruaumoko.

Para el ingreso de las coordenadas de los nodos, se ha tomado como referencia el sistema de coordenadas globales que asume por defecto el programa Ruaumoko (Carr, 2007). Este sistema consiste de un plano XY que corresponde al plano de la hoja y de un plano XZ que corresponde al piso para el caso de un edificio. A continuación, se indica los planos junto con las direcciones positivas de los ejes:

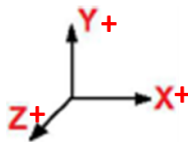


Figura 8.2 Sistema de Coordenadas Global adoptado.

### 8.3 Elementos

En esta sección se establece a partir de los nodos generados en la sección anterior, los elementos multi-resorte de corte y flexión de pilares, vigas dintel y piso, además de los nudos rígidos. El orden de generación se da a nivel de miembro (pilar, viga dintel y piso) como se mostró en la Figura 6.10. En la siguiente figura se indica la información necesaria para definir los elementos:

		Nodos externos		Nodos internos		
ELEMENTS 0		I	J	K	L	
1	1	2	3	2	3	X
2	2	4	5	4	5	X
3	3	8	9	8	9	X
4	4	10	11	10	11	X
5	5	14	15	14	15	X
6	6	16	17	16	17	X
ID	Número de propiedad que adopta	Definición del elemento		Eje global paralelo al eje local z del miembro		

Figura 8.3 Datos de entrada de la sección Elementos del fichero de ingreso de Ruaumoko.

La relación que existe entre el Identificador del elemento (ID) y Número de propiedad (Figura 8.3), no es necesariamente uno a uno, sin embargo, en este trabajo por facilidad se ha optado crear un bloque de propiedad por cada elemento que se tenga, manteniendo así la relación uno a uno. El bloque de propiedades que adopta el elemento multi-resorte está conformado por varias líneas informativas que se explica en la siguiente sección.

En cuanto a la definición de elementos, ésta se da a través de una matriz de conectividad conformada por 4 columnas (Figura 8.3) que corresponden a los 4 nodos I, J, K y L que contiene un resorte (Figura 8.4). Para facilitar el trabajo de generación de elementos, se decidió igualar los nodos externos a sus correspondientes internos ( $I = K$  ;  $J = L$ ) (Figura 8.3). Esta simplificación elimina la parte rígida del resorte, de manera que los únicos nodos restringidos en el modelo corresponden a los nodos ligados al suelo.

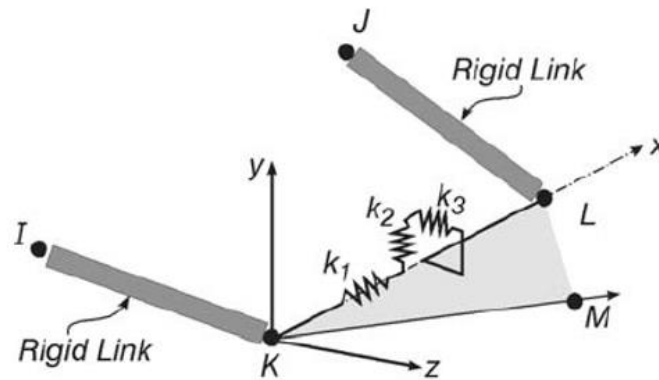


Figura 8.4 Nodos que definen un resorte en Ruamoko (I, J, K y L) (Carr, 2007).

Para el llenado de la columna 7 de la Figura 8.3, es necesario definir los ejes locales de los miembros (pilares, vigas dintel y piso). Ruamoko establece la coordenada local  $x$  al eje axial del miembro y permite elegir dirección y sentido para el eje local  $z$ , tomando como referencia los ejes globales (Figura 8.2). En este trabajo, en base a lo mencionado anteriormente, se adoptaron los siguientes sistemas de ejes locales para pilares y vigas dintel:

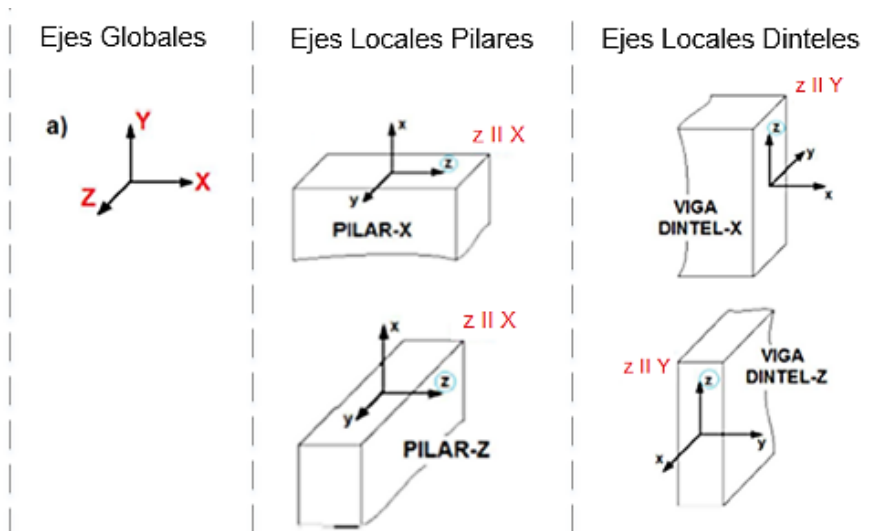


Figura 8.5 Sistemas de coordenadas adoptados y establecimiento del eje local  $z$  de cada miembro.

Los ejes locales del piso, son en términos de ejes locales, idénticos a los elementos viga dintel.



## 8.4 Propiedades de los elementos resorte

En esta sección se establece un bloque de parámetros de caracterización de los modelos fuerza-desplazamiento de los elementos resorte. El número de líneas del bloque depende del modelo no lineal asumido para el elemento. En nuestro caso, se estableció dos modelos fuerza-desplazamiento: el tri-lineal y el bi-lineal con degradación de resistencia (ver sección 5.1.3). De acuerdo al manual de Ruaumoko, es necesario el llenado de 6 líneas para modelos tri-lineales y de 5 líneas para modelos bi-lineales. La información solicitada se indica en la siguiente tabla, en donde, para ambos modelos es la misma en las 5 primeras líneas.

Tabla 8.2 Líneas informativas del bloque de propiedades de Ruaumoko para elementos con curvas fuerza-desplazamiento bi-lineal y tri-lineal con degradación de resistencia (Jiménez, 2016).

Línea	Información de Ingreso
1	Parámetros de control y definición de los modelos fuerza-desplazamiento.
2	Rigideces elásticas y post-elásticas.
3	Fuerzas de cedencia.
4	Momentos de cedencia.
5	Parámetros de degradación de resistencia.
6	Parámetros post-agrietamiento.

Para aquellos elementos cuya respuesta se asume en el campo elástico (que es el caso de los resortes de piso) es suficiente con el llenado de las dos primeras líneas de información (Jiménez, 2016).

En la Figura 8.6, Figura 8.7 y Figura 8.8, se muestran las líneas de llenado del bloque de propiedades (Tabla 8.2) para los resortes de pilares, vigas-dintel y paneles de piso, tanto en la dirección global X como en la dirección global Z del edificio-prototipo. Cada línea de este bloque comprende celdas con información precisa requerida por Ruaumoko. Las celdas con relleno corresponden a la información a llenarse para caracterizar el elemento. Las celdas sin relleno o bien

se llenan con ceros, o con valores muy altos (rigidez infinita) o se dejan en blanco. Las celdas escogidas para cada resorte están en función de los ejes locales de cada elemento, definidos en la sección anterior en la Figura 8.5.

Línea	Bloque de propiedades para RESORTE DE MOMENTO de pilares orientados en la DIRECCIÓN X											
1	1	7	3	0								
2	K1	K2	K3	K4	K5	K6	WGT	RF	RT			
3	Fx <sup>+</sup>	Fx <sup>-</sup>	Fy <sup>+</sup>	Fy <sup>-</sup>	Fz <sup>+</sup>	Fz <sup>-</sup>						
4	Mx <sup>+</sup>	Mx <sup>-</sup>	My <sup>+</sup>	My <sup>-</sup>	Mz <sup>+</sup>	Mz <sup>-</sup>						
5	Duct1	Duct2	Rduct	Duct3								

Línea	Bloque de propiedades para RESORTE DE CORTE de pilares orientados en la DIRECCIÓN X											
1	1	14	3	0								
2	K1	K2	K3	K4	K5	K6	WGT	RF	RT			
3	Fx <sup>+</sup>	Fx <sup>-</sup>	Fy <sup>+</sup>	Fy <sup>-</sup>	Fz <sup>+</sup>	Fz <sup>-</sup>						
4	Mx <sup>+</sup>	Mx <sup>-</sup>	My <sup>+</sup>	My <sup>-</sup>	Mz <sup>+</sup>	Mz <sup>-</sup>						
5	Duct1	Duct2	Rduct	Duct3								
6	$\alpha$	$\beta$	Fcrx <sup>+</sup>	Fcrx <sup>-</sup>	Fcry <sup>+</sup>	Fcry <sup>-</sup>	Fcrz <sup>+</sup>	Fcrz <sup>-</sup>	Mcrx <sup>+</sup>	Mcrx <sup>-</sup>	Mcry <sup>+</sup>	Mcry <sup>-</sup>

Línea	Bloque de propiedades para RESORTE DE MOMENTO de pilares orientados en la DIRECCIÓN Z											
1	1	7	3	0								
2	K1	K2	K3	K4	K5	K6	WGT	RF	RT			
3	Fx <sup>+</sup>	Fx <sup>-</sup>	Fy <sup>+</sup>	Fy <sup>-</sup>	Fz <sup>+</sup>	Fz <sup>-</sup>						
4	Mx <sup>+</sup>	Mx <sup>-</sup>	My <sup>+</sup>	My <sup>-</sup>	Mz <sup>+</sup>	Mz <sup>-</sup>						
5	Duct1	Duct2	Rduct	Duct3								

Línea	Bloque de propiedades para RESORTE DE CORTE de pilares orientados en la DIRECCIÓN Z											
1	1	14	3	0								
2	K1	K2	K3	K4	K5	K6	WGT	RF	RT			
3	Fx <sup>+</sup>	Fx <sup>-</sup>	Fy <sup>+</sup>	Fy <sup>-</sup>	Fz <sup>+</sup>	Fz <sup>-</sup>						
4	Mx <sup>+</sup>	Mx <sup>-</sup>	My <sup>+</sup>	My <sup>-</sup>	Mz <sup>+</sup>	Mz <sup>-</sup>						
5	Duct1	Duct2	Rduct	Duct3								
6	$\alpha$	$\beta$	Fcrx <sup>+</sup>	Fcrx <sup>-</sup>	Fcry <sup>+</sup>	Fcry <sup>-</sup>	Fcrz <sup>+</sup>	Fcrz <sup>-</sup>	Mcrx <sup>+</sup>	Mcrx <sup>-</sup>	Mcry <sup>+</sup>	Mcry <sup>-</sup>

Figura 8.6 Bloque de propiedades para resortes a corte y flexión de pilares orientados en la dirección global X y Z.

El bloque de propiedades de resortes de corte y flexión para dinteles se definen únicamente para paredes orientadas en la dirección global X, debido a que las paredes orientadas en la dirección global Z son llenas (no existen dinteles).





Línea	Bloque de propiedades para RESORTE DE MOMENTO de dinteles orientados en la DIRECCIÓN X											
1	1	14	3	0								
2	K1	K2	K3	K4	K5	K6	WGT	RF	RT			
3	Fx <sup>+</sup>	Fx <sup>-</sup>	Fy <sup>+</sup>	Fy <sup>-</sup>	Fz <sup>+</sup>	Fz <sup>-</sup>						
4	Mx <sup>+</sup>	Mx <sup>-</sup>	My <sup>+</sup>	My <sup>-</sup>	Mz <sup>+</sup>	Mz <sup>-</sup>						
5	Duct1	Duct2	Rduct	Duct3								
6	$\alpha$	$\beta$	Fcrx <sup>+</sup>	Fcrx <sup>-</sup>	Fcry <sup>+</sup>	Fcry <sup>-</sup>	Fcrz <sup>+</sup>	Fcrz <sup>-</sup>	Mcrx <sup>+</sup>	Mcrx <sup>-</sup>	Mcry <sup>+</sup>	Mcry <sup>-</sup>

Línea	Bloque de propiedades para RESORTE DE CORTE de dinteles orientados en la DIRECCIÓN X											
1	1	14	3	0								
2	K1	K2	K3	K4	K5	K6	WGT	RF	RT			
3	Fx <sup>+</sup>	Fx <sup>-</sup>	Fy <sup>+</sup>	Fy <sup>-</sup>	Fz <sup>+</sup>	Fz <sup>-</sup>						
4	Mx <sup>+</sup>	Mx <sup>-</sup>	My <sup>+</sup>	My <sup>-</sup>	Mz <sup>+</sup>	Mz <sup>-</sup>						
5	Duct1	Duct2	Rduct	Duct3								
6	$\alpha$	$\beta$	Fcrx <sup>+</sup>	Fcrx <sup>-</sup>	Fcry <sup>+</sup>	Fcry <sup>-</sup>	Fcrz <sup>+</sup>	Fcrz <sup>-</sup>	Mcrx <sup>+</sup>	Mcrx <sup>-</sup>	Mcry <sup>+</sup>	Mcry <sup>-</sup>

Figura 8.7 Bloque de propiedades para resortes a corte y flexión de dinteles orientados en la dirección global X.

Línea	Bloque de propiedades para RESORTE DE PISO orientado en la DIRECCIÓN X											
1	1	0	0	0								
2	K1	K2	K3	K4	K5	K6						

Línea	Bloque de propiedades para RESORTE DE PISO orientado en la DIRECCIÓN Z											
1	1	0	0	0								
2	K1	K2	K3	K4	K5	K6	WGT	RF	RT			

Figura 8.8 Bloque de propiedades para resortes de piso orientados en la dirección global X y Z.

A continuación, se explica la información relevante de los bloques de propiedades de pilares, vigas dintel y paneles de piso.

### Línea 1

- La primera celda toma el valor de 1 para todos los bloques de propiedades. Este valor le confiere al elemento resorte la categoría de simple, es decir, no equipado con interacción de fuerzas internas.

- La segunda celda corresponde a la regla de histéresis adoptada.

En este trabajo se definieron dos modelos fuerza desplazamiento multi-lineal para pilares y vigas dintel, el bi-lineal y el tri-lineal (ver sección 5.1.3). Ya que estos modelos no son proporcionados directamente en el programa Ruaumoko, sino que son generados internamente en términos de envolvente a partir de modelos histeréticos, para definirlos, se adoptaron dos envolventes de histéresis bi-lineal y tri-lineal (Figura 8.9); la histéresis de envolvente bi-lineal que corresponde a la de trayectoria de descarga y recarga dirigida al origen (código 7), y la histéresis de envolvente tri-lineal, a la de regla Fukada (código 14).

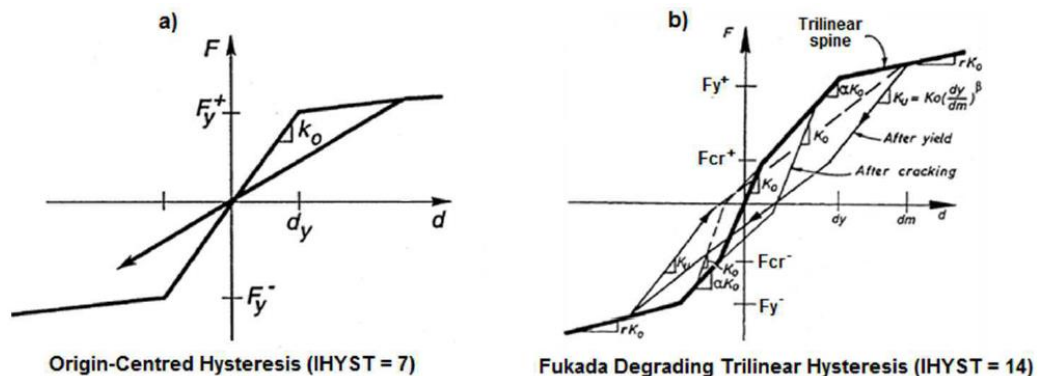


Figura 8.9 Reglas de histéresis adoptadas para resortes de pilares y vigas dintel (Carr, 2016).

Entonces, la segunda celda se llena con los códigos de las reglas de histéresis mencionadas. En el caso de los paneles de piso, se utiliza el código 0, que corresponde a la regla de histéresis lineal elástica (Carr, 2016).

Es importante tomar en consideración que en el caso de modelos tri-lineales, Ruaumoko asume el desplazamiento de cedencia ( $\Delta y$ ) al final de este tramo post-primer agrietamiento, tal como se muestra en la Figura 8.9.

Para definir la parte degradante de los modelos fuerza-desplazamiento, se hace uso de ley de degradación de resistencia de Ruaumoko. La

estrategia consiste en agregar a las histéresis de envolvente bilineal o tri-lineal (Figura 8.9), la ley de degradación bi-lineal de Ruaumoko como se indica en la siguiente figura:

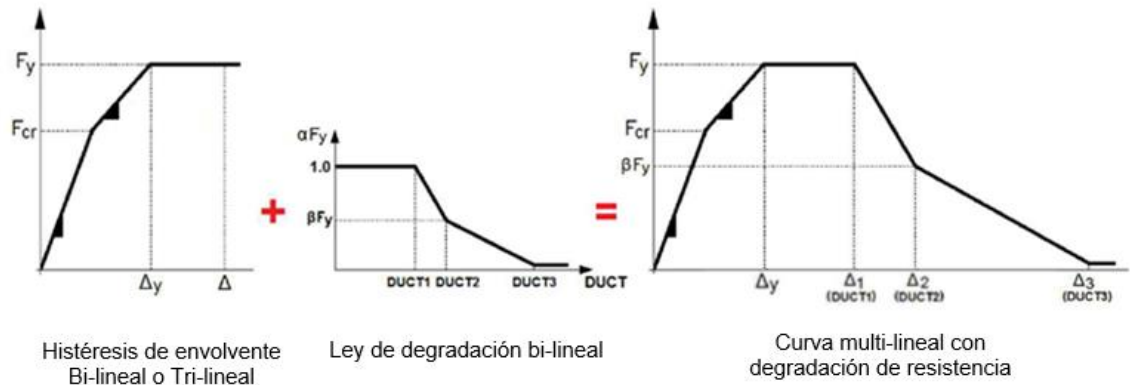


Figura 8.10 Estrategia para definir modelos fuerza-desplazamiento multi-lineales con degradación de resistencia.

Los parámetros de la curva, tanto de la parte inicial como de la degradante (Línea 5), se definen en las siguientes líneas.

- La tercera celda adopta el valor de 3 para todos los bloques de propiedades. Este valor considera una degradación de resistencia, con la ductilidad como parámetro de caracterización.
- La cuarta celda toma el valor de 0, que indica que no existe índices de daño calculados.

## Línea 2

- K1, K2 y K3 son las rigideces traslacionales de los resortes y K4, K5 y K6 son las rigideces rotacionales, ambos asociados a los ejes locales x, y, y z, respectivamente.
- WGT corresponde al peso por unidad de longitud del miembro. Para todos los bloques de propiedades toma un valor igual a 0.



- RF y RT son las rigideces traslacional y rotacional de los tramos bilineal o tri-lineal. Estos valores se deben expresar como porcentajes de la rigidez elástica. En este trabajo, se asumieron los tramos bi-lineal (histéresis 7) y tri-lineal (histéresis 14) con pendiente cero (Figura 5.17, Figura 5.18, Figura 5.19, Figura 5.20 y Figura 5.21).

### Línea 3 y 4

Estas líneas contienen los valores de cedencia de los elementos, tanto de fuerza F como de momento M, asociados a los ejes locales x,y, y z.

### Línea 5 y 6

La línea 5 y 6 contienen parámetros de degradación de resistencia y del tramo post-agrietamiento (para el caso de histéresis tri-lineal).

Los parámetros de degradación de resistencia permiten definir la parte degradante de los modelos multi-lineales de los miembros de MNR (Figura 8.10). Como se muestra en la Figura 8.11, la ley de degradación bi-lineal está caracterizada por tres parámetros de control:

- DUCT1: ductilidad asociada al inicio de la degradación.
- DUCT2: ductilidad asociada con el cambio en la intensidad de degradación.
- DUCT3: ductilidad última, asociada a una capacidad de resistencia prácticamente nula (1% Vmax) del elemento.

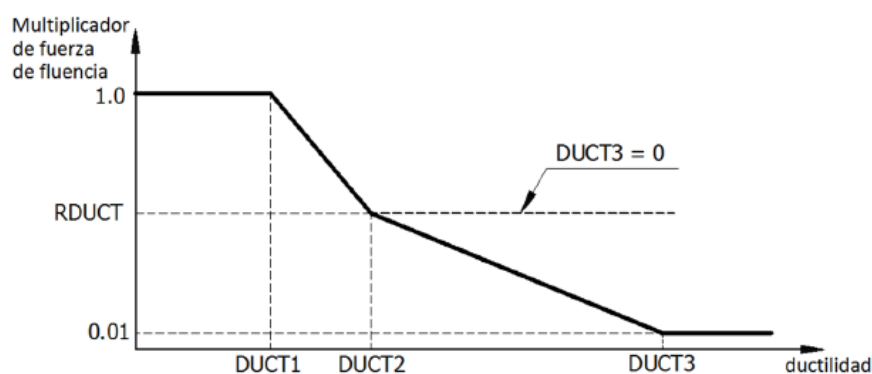


Figura 8.11 Ley de degradación de resistencia de Ruaumoko (Carr, 2007)

En nuestro caso, todas las curvas fuerza-desplazamiento tienen  $DUCT3 = 0$ .

## 8.5 Masas (Pesos)

En esta sección se añade la masa del EP. Ésta se encuentra concentrada en los nodos correspondientes a las cabezas de los pilares tal como se definió en el modelo descrito en la sección 6.2. La masa debe ingresarse en forma de peso, ya que dentro del programa se la realiza la respectiva transformación. La información de ingreso se indica en la siguiente figura:

		Peso nodales de actuación traslacional			Peso nodales de actuación rotacional		
		Wx	Wy	Wz	Mx	My	Mz
WEIGHTS							
Pilares X	6	46.80	0	0.00	0	0	0
	12	61.64	0	0.00	0	0	0
	18	25.96	0	0.00	0	0	0
	24	59.45	0	0.00	0	0	0
	30	69.09	0	0.00	0	0	0
Pilares Z	186	0.00	0	43.81	0	0	0
	192	0.00	0	62.36	0	0	0
	198	0.00	0	48.30	0	0	0
	204	0.00	0	71.11	0	0	0
	210	0.00	0	81.12	0	0	0
ID del nodo al que se concentra el peso		Peso concentrado actuante					

Figura 8.12 Datos de entrada de la sección Pesos del fichero de ingreso de Ruaumoko.

Los nodos ID en esta sección deben ser ingresados en orden ascendente. Con respecto a los pesos concentrados actuantes, éstos deben colocarse según el sistema de coordenadas globales. Debido a que, la vibración libre de las paredes en X o Z está fuertemente dominada por el comportamiento vibracional libre en su plano, el valor de las masas se asigna en función del plano en que actúan las paredes, es decir a las paredes que actúan en el eje X se le asigna su masa en

la columna Wx, mientras que, a las a las paredes resistentes del eje Z se le asigna su masa en la columna Wz, como se indica en la Figura 8.12.

## 8.6 Cargas

Esta sección contiene las cargas nodales estáticas (cargas verticales). Al igual que las masas, las cargas se aplicaron en los nodos correspondientes a las cabezas de los pilares, tal como indica el modelo de cargas desarrollado en la sección 6.2. Se debe tener en cuenta que las cargas aplicadas no contribuyen a la matriz de masa y que los pesos propios (masas) no contribuyen a las cargas estáticas en la estructura. En la siguiente figura se indica la información de ingreso:

	Cargas estáticas			Momentos estáticos		
	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz
LOADS						
6	0	-45.18	0	0	0	0
12	0	-69.06	0	0	0	0
18	0	-12.02	0	0	0	0
24	0	-18.75	0	0	0	0
30	0	-91.07	0	0	0	0
36	0	-81.31	0	0	0	0
42	0	-48.45	0	0	0	0

ID del nodo      Cargas nodales estáticas

Figura 8.13 Datos de entrada de la sección Cargas del fichero de ingreso de Ruaumoko

Los nodos ID, al igual que en la sección de masas, deben ser ingresados en orden ascendente. Con respecto a las cargas nodales estáticas, éstas deben ser colocarse según el sistema de coordenadas globales. En este caso, dado que se tratan de cargas verticales dirigidas hacia abajo, se ingresan únicamente en el campo Fy con signo negativo.

Por último, cabe mencionar que Ruaumoko exige para las secciones Cargas y Masas una última línea con el número identificador del último nodo del EP seguido de ceros en el resto de columnas.

## 8.7 Patrón de carga lateral

En esta sección se ingresa el patrón de carga lateral adoptado (sección 7.). La información de ingreso se indica en la siguiente figura:

	Fx	Fy	Fz
291	130.21	0	0
295	130.21	0	0
299	130.21	0	0
303	130.21	0	0
307	130.21	0	0
292	180.30	0	0
296	180.30	0	0
300	180.30	0	0
304	180.30	0	0
308	180.30	0	0
324	0.00	0	0

ID del nodo
Cargas

Figura 8.14 Datos de entrada de la sección Carga Lateral del fichero de ingreso de Ruaumoko.

Las cargas son aplicadas en las cabezas de los pilares (columna 1, Figura 8.14), en la dirección global X, para el análisis de los pórticos dirigidos en X, y en la dirección global Z, para los pórticos en Z. Para finalizar la entrada de datos, Ruaumoko requiere el ingreso del último punto nodal del modelo, así no se le aplique ninguna carga.

“Con respecto al análisis *pushover*, Ruaumoko posee tres modalidades: 1) *pushover* normal, 2) *adaptativo* y 3) cíclico. En este trabajo se utilizó el *pushover* normal, que opera a partir de la definición de un patrón de carga lateral y una función rampa de longitud temporal  $t=10s$  (Figura 8.15). Con la asignación de una longitud de intervalo ( $\Delta t$ ), esta función rampa se discretiza en  $N=10/\Delta t$  sub-intervalos y pasos ( $p$ ) de análisis. A cada paso  $i$  le corresponde su ordenada  $r(i)$ ,

que actúa en el análisis como multiplicador de los valores ( $F$ ) de la carga lateral. Así, con cada paso de análisis el patrón de carga lateral va incrementando sus valores  $F$ , desde  $F \times r(1)$  hasta  $F \times r(N)$ . Por simplicidad, se asumió aquí una rampa unitaria (ordenada máxima igual a la unidad). De este modo, al final del análisis se reproduce el patrón de carga lateral adoptado al inicio, tal como se muestra en la Figura 8.15.” (Jiménez, 2016).

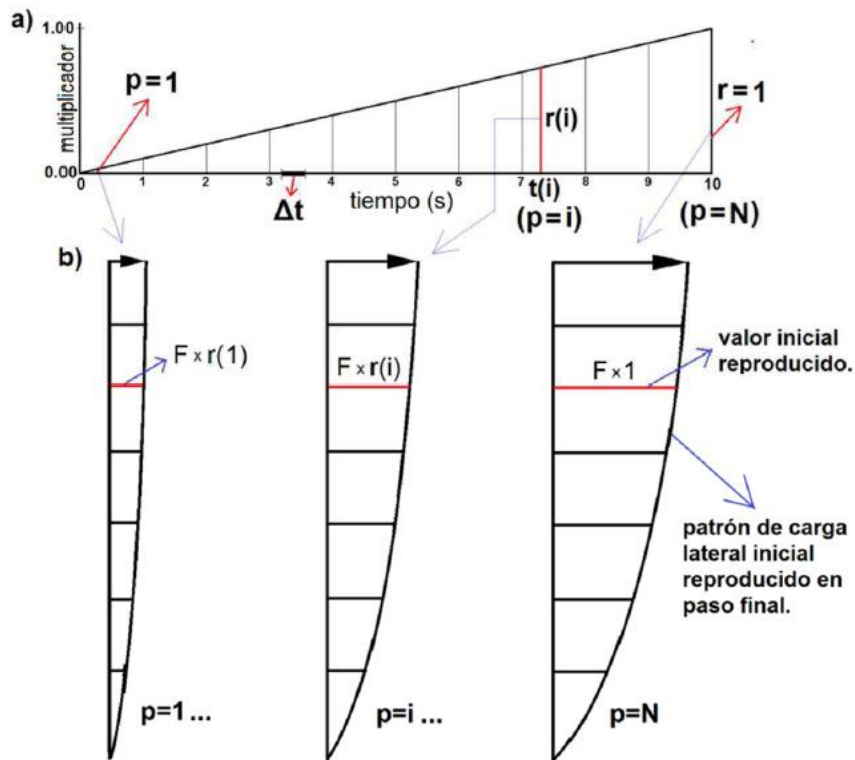


Figura 8.15 a) función rampa unitaria; b) patrón de carga lateral en tres instantes/pasos de análisis. (Jiménez, 2016).



## 9 RESULTADOS Y DISCUSIÓN

### 9.1 Análisis Modal

El análisis modal se realizó con el fin de hallar un patrón de carga adecuado que sea proporcional al primer modo de vibración de la estructura. Para este fin se ejecutó el análisis modal de Ruamoko para los 3 espesores de pared, manteniendo la calidad de materiales regular y con una rigidez de piso calculado con un  $G_{eq}$  de 15MPa. A continuación, se presentan los resultados para un espesor de 20cm.

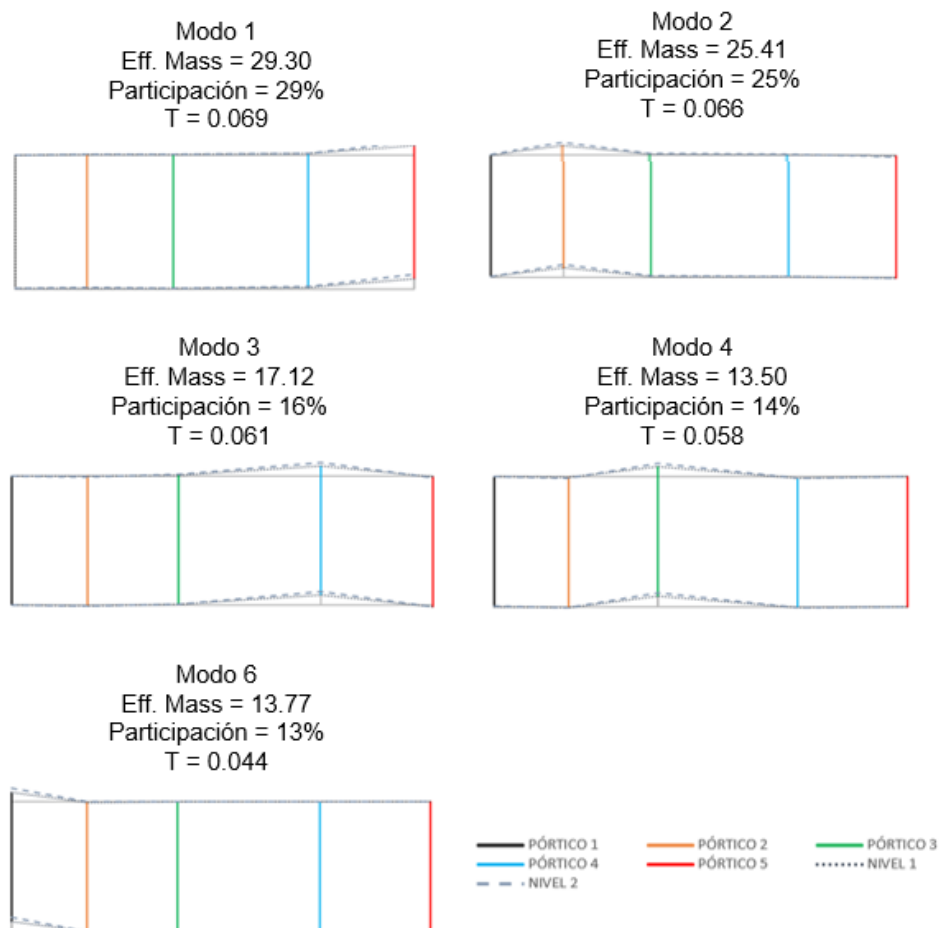


Figura 9.1 Análisis Modales en la dirección X para un edificio con paredes de 20cm.

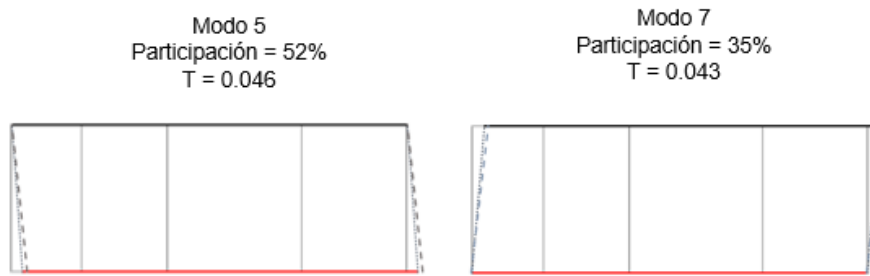


Figura 9.2 Análisis Modales en la dirección Z para un edificio con paredes de 20cm.

Como parte del análisis modal, a partir de la configuración de los modos de vibración obtenidos en Ruaumoko y los pesos asignados a las paredes del modelo,  $w_i$ , se calcularon los factores de participación modal (PF) y los coeficientes de masa modal ( $\alpha$ ) mediante las ecuaciones (Fajfar & Eeri, 2000):

$$\alpha_j = \frac{[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{ij}) / g]^2}{[\sum_{i=1}^N w_i / g][\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{ij}^2) / g]} \quad (9.1)$$

$$PF_j = \frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{ij}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{ij}^2) / g} \quad (9.2)$$

Tabla 9.1 Resultados del análisis modal para un espesor de 20cm.

Mode	Part-Fact X	Part-Fact Z	Parti. Mx	Parti. Mz	Período T
1	1.47	-	29.00	-	0.069
2	1.24	-	25.00	-	0.066
3	1.06	-	16.00	-	0.061
4	0.93	-	14.00	-	0.058
5	-	1.26	0.00	52	0.046
6	1.11	-	13.00	-	0.044
7	-	1.10	0.00	35	0.043

Como era de esperarse para estructuras de mampostería no reforzada con piso flexible, en los análisis modales se obtuvieron porcentajes de masa participativa bajas para los primeros modos. Esto se debe a la flexibilidad del piso, y a la

existencia de espacios como el hall y pozo de luz que no ofrecen una rigidez considerable, disminuyendo la transferencia de carga entre paredes.

Como se propuso en la sección 7 establecer un patrón de carga adecuada para el análisis estático no lineal es una buena estrategia para obtener resultados fiables en edificios de MNR con diafragma flexible, ya que los códigos permiten el uso de los ASNL, siempre que la masa participativa en el primer modo sea mayor que un porcentaje determinado (alrededor del 75%). Sin embargo con los resultados obtenidos, es pertinente la aplicación de la combinación SRSS (Square Root of Sum of Squares) aplicada a las formas modales que no presentan la inversión de signo en el desplazamiento (Lagomarsino Sergio, Camilletti Daniela & Marino, 2018).

Una vez obtenido las formas modales se aplicó el método SRSS para encontrar el patrón de carga adecuado, como resultado se obtuvo:

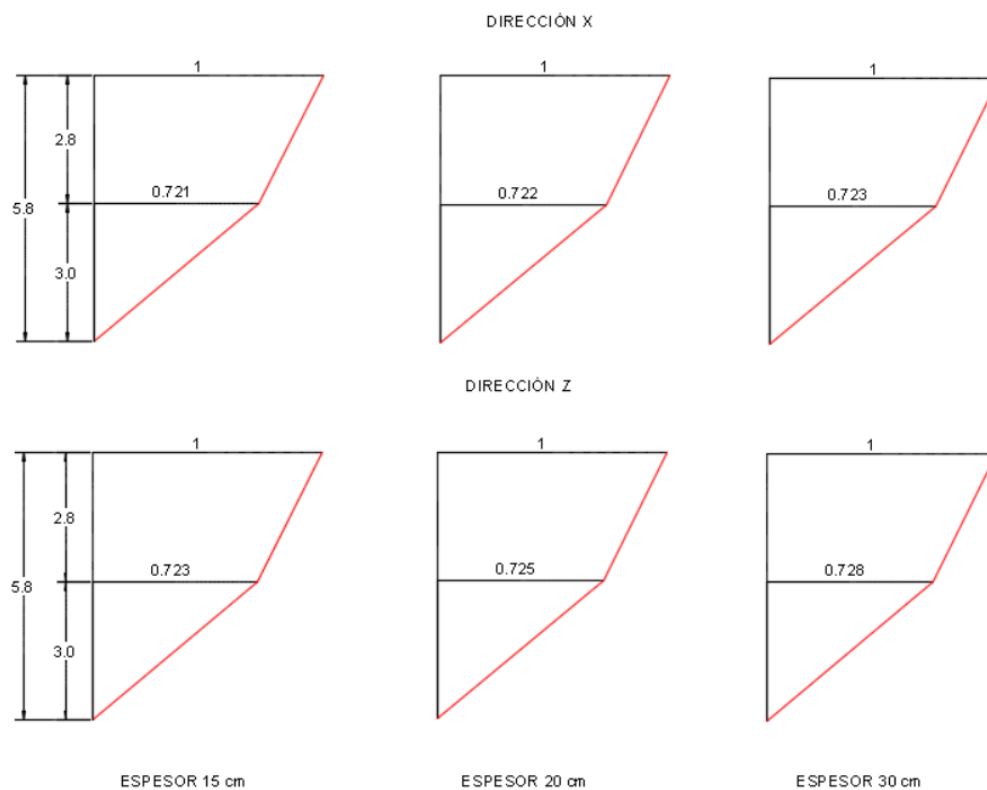


Figura 9.3 Patrón de carga lateral (SRSS).

En el Anexo 3 se indica los resultados obtenidos del análisis modal para espesores de paredes de 15 y 30cm.

Para mostrar de forma más clara el efecto de diafragma flexible se realizó un análisis modal para la edificación con una rigidez de 10 000 kN/m (semiflexible) en todos los resortes de piso. De los resultados se observó un comportamiento más integral de la estructura, lo que se evidencia en el aumento de la masa participativa de los primeros modos.

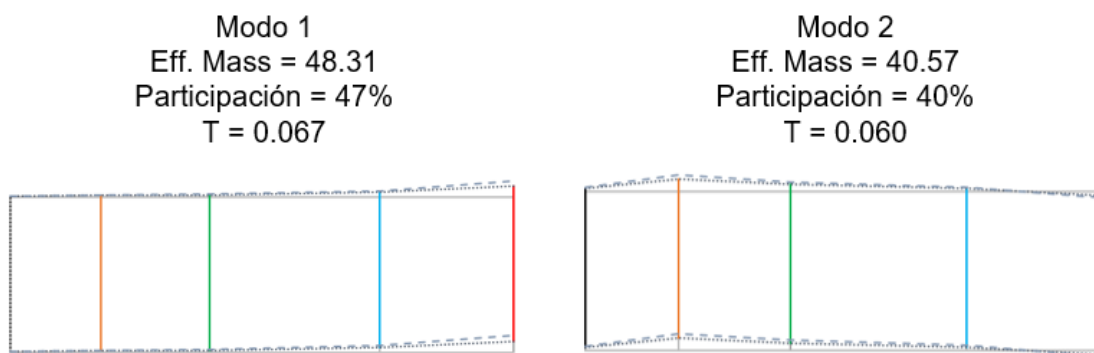


Figura 9.4 Análisis modal de una edificación con piso semiflexible (10 000kN/m).

## 9.2 Curvas de Capacidad

Uno de los objetivos en este trabajo de titulación es evaluar la capacidad sismorresistente mediante análisis estático no lineal; para abarcar la mayor cantidad de escenarios posibles, se realizó un análisis paramétrico variando parámetros tales como: espesor de paredes, rigidez de piso y calidad de los materiales (Figura 9.5).

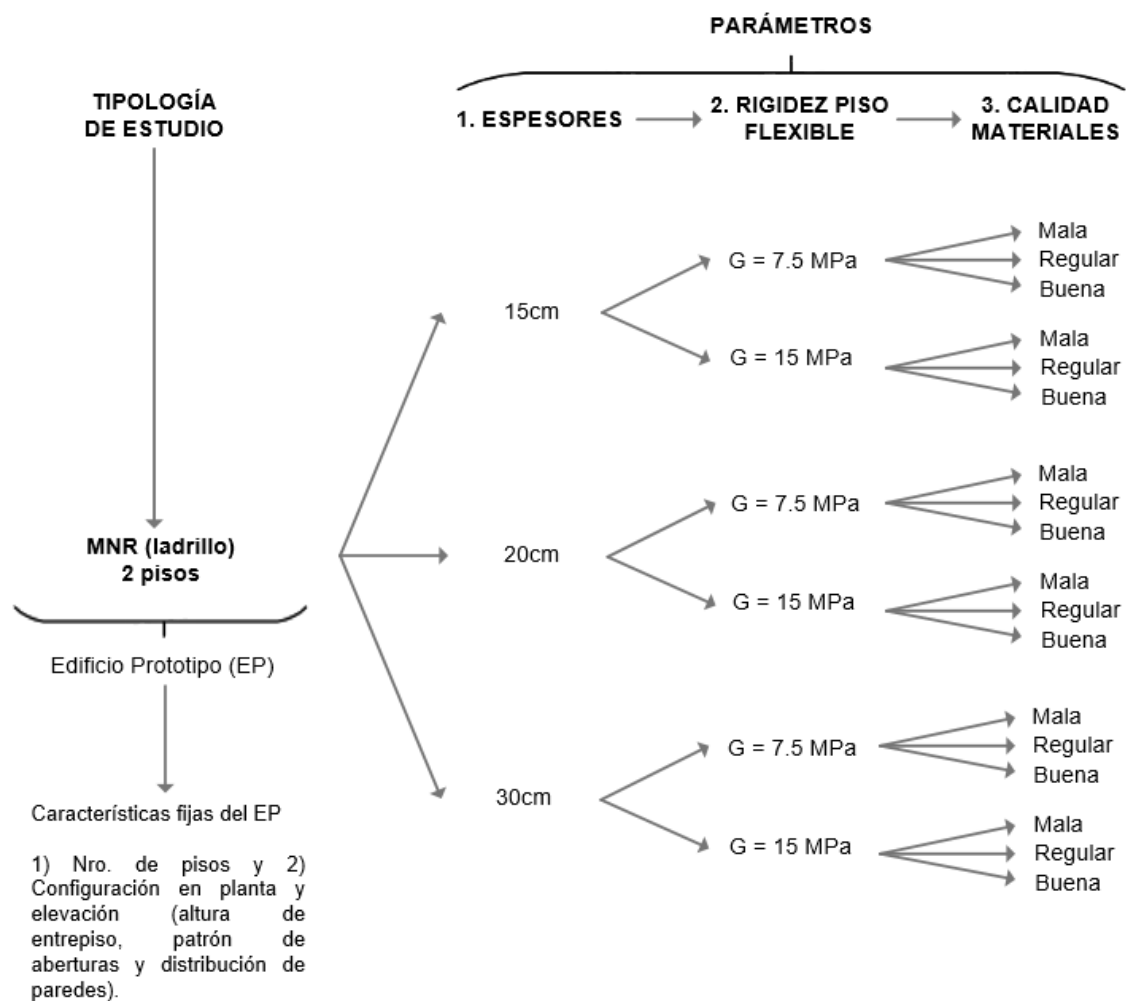


Figura 9.5 Esquema de definición de familias de edificaciones de análisis.

De cada variante se obtuvo la curva de capacidad global en el programa Ruaumoko, En los siguientes apartados se presentan los resultados obtenidos.

### Influencia del espesor de las paredes

En estas gráficas se comparan edificaciones con la misma calidad de materiales (regular) y rigidez de piso ( $G_{eq} = 15 \text{ MPa}$ ), variando los espesores.

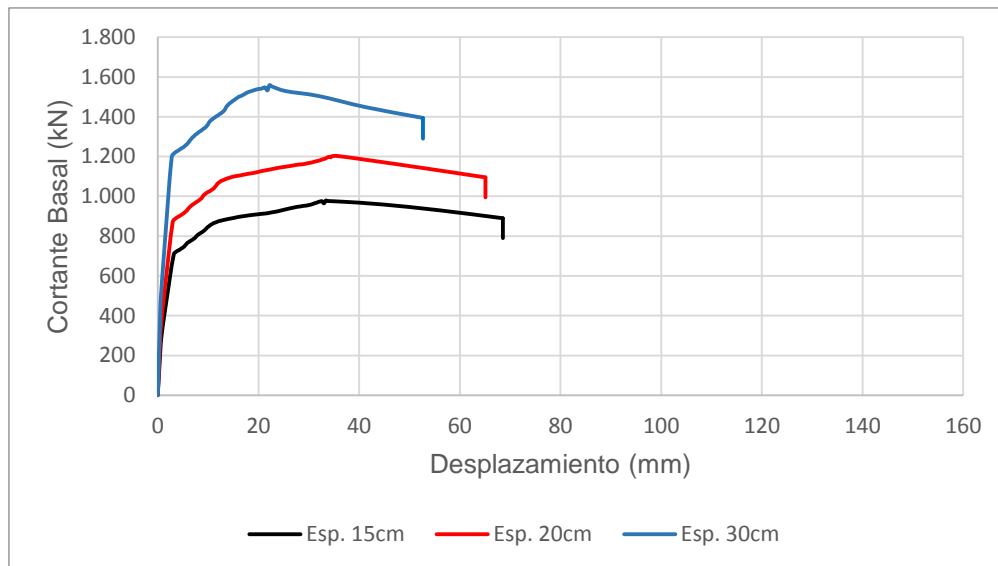


Figura 9.6 Curvas Fuerza-Desplazamiento (calidad material: regular y  $G_{eq} = 15 \text{ MPa}$ ).

De esta gráfica se observa que a medida que aumenta el espesor de las paredes aumenta su cortante basal, debido al incremento de la rigidez de las paredes y la carga que puede soportar la estructura. Además, se observa que este efecto de rigidización influye en el desplazamiento de la estructura, ya que, una edificación con espesor de 15cm puede llegar a tener un desplazamiento mayor que una edificación con paredes de 30cm.

Para efectos de comparación se ha representado el desplazamiento máximo de la estructura al final del análisis pushover, diferenciados por el espesor de paredes:

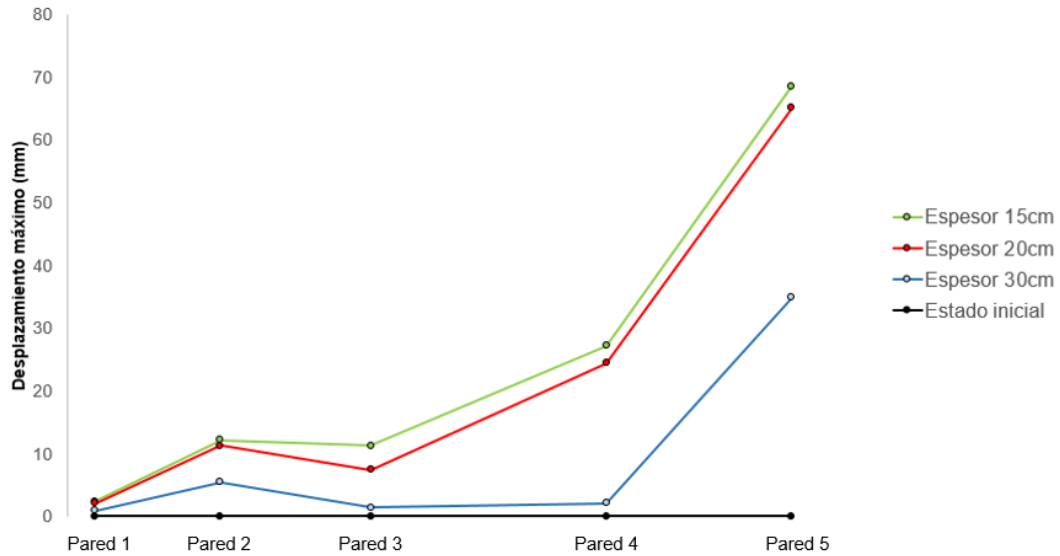


Figura 9.7 Desplazamiento máximo (Análisis pushover)

Como era de esperarse las paredes 2 y 5 alcanzan desplazamientos mayores debido a su baja resistencia, y a la baja rigidez de piso que demuestra que a pesar de que las paredes 1,3 y 4 tienen una rigidez alta no tienen un mayor efecto en las paredes más débiles.

Este mismo análisis se aplicó para un sismo en la dirección de Z, obteniéndose los siguientes resultados.

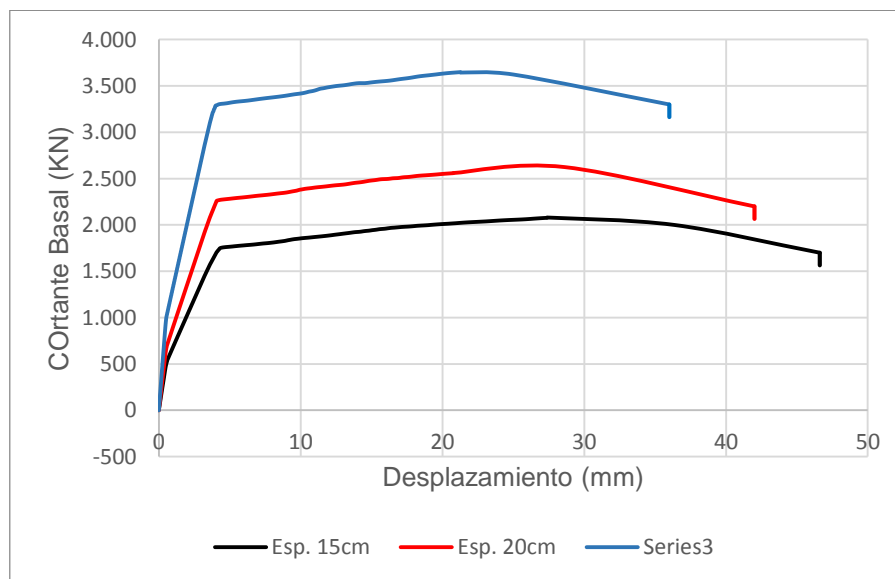


Figura 9.8 Curvas Fuerza-Desplazamiento (calidad material: regular y  $G_{eq}$ : 15 MPa).

En la dirección de Z se muestra que el comportamiento de la estructura es más integral ya que la conexión entre las paredes es mayor en esta dirección por la geometría de la edificación, lo que se evidencia en el análisis modal, por lo que se esperaría que la curva esfuerzo-desplazamiento sea más representativa. A medida que se aumenta el espesor aumenta su capacidad máxima, y disminuye el desplazamiento máximo.

A continuación se realiza una comparación del comportamiento de la edificación en sus direcciones ortogonales.

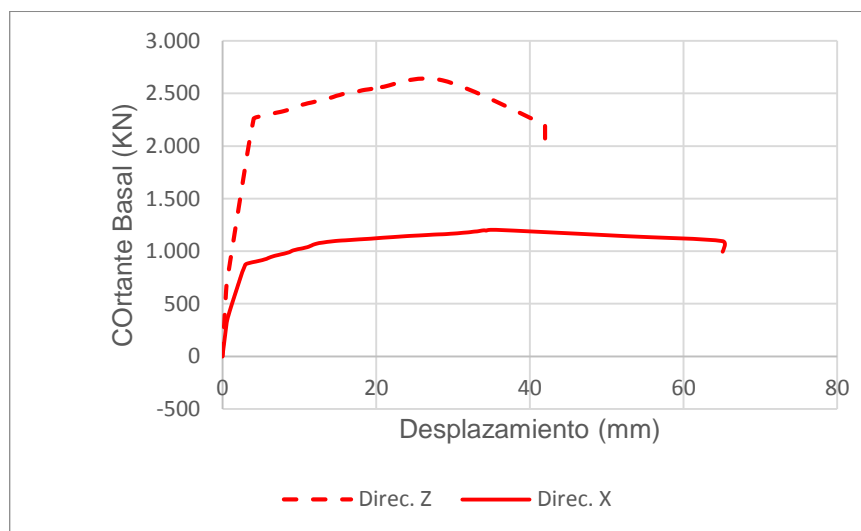


Figura 9.9 Curvas Fuerza-Desplazamiento. (Dirección X y Dirección Z para características regulares)

Como se puede observar en la dirección Z, la estructura es más rígida, ya que los pórticos en esta dirección no tienen ningún tipo de aberturas.

### **Influencia de la rigidización de piso.**

En estas gráficas se comparan edificaciones con la misma calidad de materiales (regular), y espesor de paredes 20cm, variando la rigidez del piso ( $G = 7.5 \text{ MPa}$  y  $G_{eq} = 15 \text{ MPa}$ ).



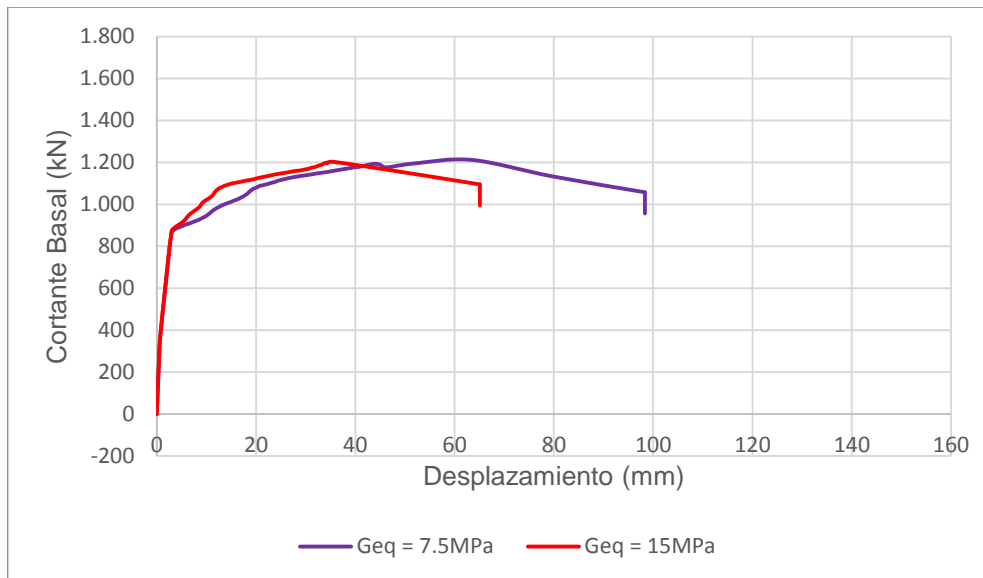


Figura 9.10 Curvas Fuerza-Desplazamiento (calidad material: regular, espesor de pared: 20cm).

De esta gráfica se observa que la rigidización del piso no afecta en el comportamiento lineal de la estructura, sin embargo, después del primer agrietamiento la rigidez del piso influye en la capacidad de la estructura. Ya que al aumentar la rigidez del piso existe una mejor transferencia de cargas entre los pilares, y por lo tanto cierto aumento del cortante basal.

Por otro lado, aumentar la rigidez de piso mejora el grado de acoplamiento entre las paredes provocando que la estructura actúe de manera más conjunta lo que significa desplazamientos más uniformes. De esta manera, a medida que aumenta la rigidez de la estructura, disminuye el desplazamiento global de la misma.

### Influencia de la calidad de materiales

En estas gráficas se comparan edificaciones con el mismo espesor de paredes (20cm) y rigidez de piso ( $G_{eq} = 15 \text{ MPa}$ ), variando la calidad de materiales.

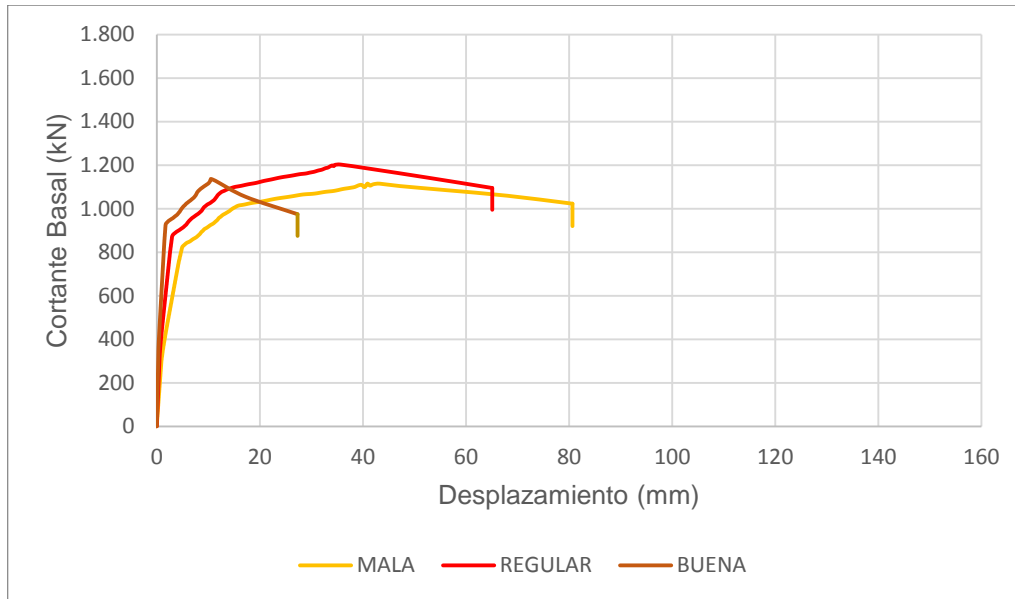


Figura 9.11 Curvas Fuerza-Desplazamiento (espesor de paredes: 20cm y  $G_{eq}$ : 15 MPa).

Al igual que en el caso de incrementar el espesor de las paredes, una mejora de la calidad de los materiales debería significar un aumento de la rigidez de las paredes, sin embargo, en el caso de una calidad de materiales buena se puede observar una caída brusca de la resistencia sin alcanzar una mayor que las otras.

Eso puede estar relacionado con el criterio de mejora de calidad de las paredes, ya que, por un lado, una calidad “Buena” significa una mayor ductilidad y por otro una mejora de las propiedades mecánicas de las paredes. Esto produce que, al aumentar la calidad de materiales, la rigidez aumente significativamente, pero, en los resultados no se evidencia la mejora de la ductilidad de las paredes, sino esta alcanza su máximo desplazamiento en función del desplazamiento elástico.

Es de notar que en los análisis pushover se observa cierta degradación de la capacidad a corte, pero no se nota un daño final que muestre el momento en el que la estructura colapsa, tal como lo indica el enfoque heurístico donde explica que al aplicar esta metodología en edificaciones de mampostería no reforzada con diafragmas flexibles, no es posible localizar el daño en paredes individuales; lo que conlleva, a que, si el edificio es muy grande y los diafragmas son flexibles,

un daño significativo en un solo muro puede no aparecer en la curva de empuje de toda la estructura.

Este comportamiento de las estructuras de mampostería no reforzada ya ha sido estudiado por Lagomarsino et al. (2018), llegando a resultados similares en cuanto a los modos de vibración influenciado por el comportamiento individual de cada pared. En este estudio realizado se analizó una edificación con características similares a la presentada en este trabajo, pero aplicando un enfoque multi-escala como se explicó en la sección 7. De los resultados obtenidos aplicando una combinación SRSS se realizó la siguiente comparación como muestra en la siguiente figura:

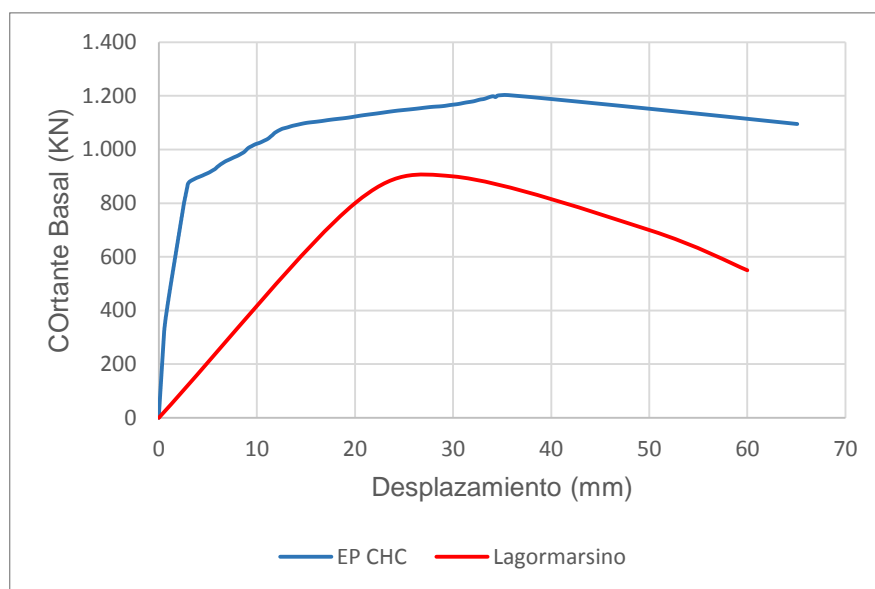


Figura 9.12 Comparación de las curvas globales de capacidad obtenidas en este trabajo y en el estudio realizado por Lagomarsino.

De esta gráfica se puede observar que la curva obtenida en este trabajo no presenta una degradación significativa como se explicó anteriormente, por lo que no resulta ser tan representativa. Esto se debe a que no permite localizar el daño de las paredes individuales. Por otro lado, en la curva obtenida por Lagomarsino aplicando el enfoque multi-escala se puede observar un daño en la estructura, sin embargo, aplicar esta metodología resulta ser complicada ya que consiste

evaluar los macro-elementos relevantes e introducir criterios de combinación adecuados para definir el desempeño correspondiente a la escala del edificio en su totalidad.

Con el fin de evaluar el daño real que tienen las paredes se realizó un análisis pushover a nivel de pórtico, para poder observar lo que en realidad está sucediendo con las paredes que conforman la estructura resistente y determinar que pared falla en cada uno de los análisis paramétricos.

De una edificación con espesor de 20 cm, rigidez de piso con  $G_{eq}$  (15MPa) y calidad de materiales regular se obtuvo el siguiente resultado:

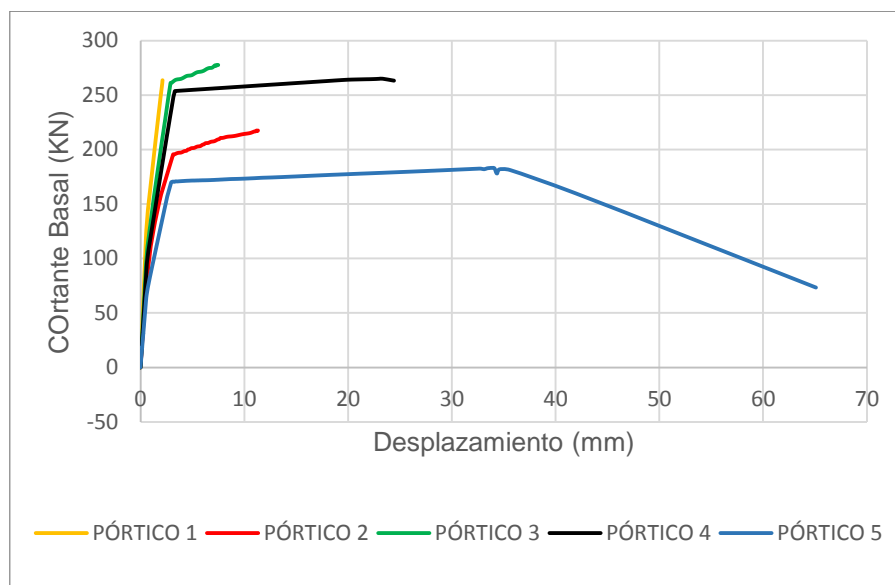


Figura 9.13 Curvas Fuerza-Desplazamiento de una edificación con paredes de espesor 20cm,  $G_{eq} = 15$  MPa, y calidad de material regular.

De este análisis se puede observar que el pórtico 5 correspondiente a la fachada frontal de la edificación falla a corte antes que los demás pórticos, debido a una baja rigidez de los pilares por sus dimensiones reducidas. Lo cual no se refleja en la gráfica a nivel global.

En este contexto, se vio necesario obtener las curvas de capacidad a nivel de pórtico para todos los análisis paramétricos. Determinándose que para todos los casos analizados el pórtico que falla es el pórtico 5 correspondiente a la fachada frontal.

Para efectos de comparación se muestra a continuación los resultados de aplicar un análisis pushover variando el espesor de paredes y considerando solo a nivel de pórtico:

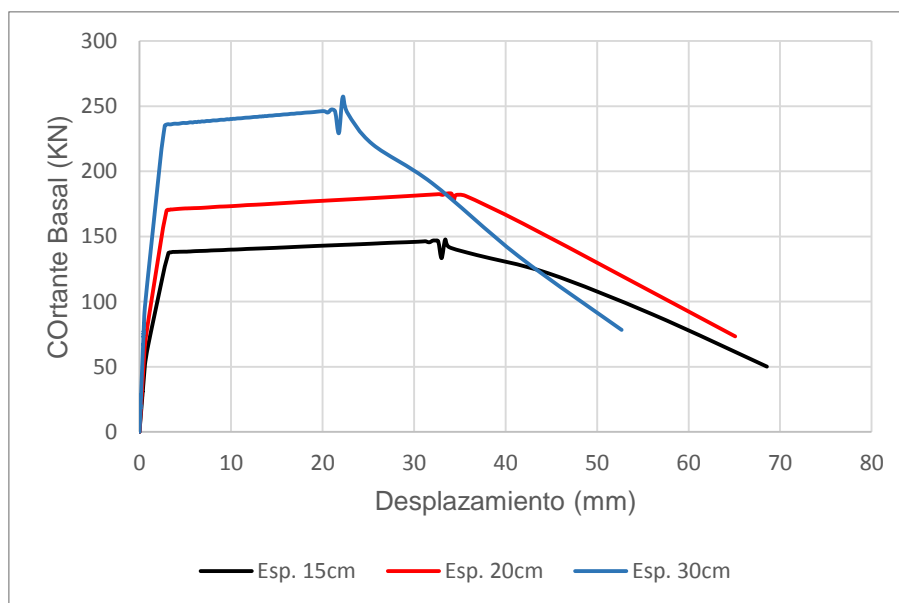


Figura 9.14 Curvas Fuerza-Desplazamiento (calidad material: regular y  $G_{eq}$ : 15 MPa).

Esta figura muestra como el aumento del espesor de las paredes significa un aumento de la capacidad máxima y un decremento en el desplazamiento final. Pero estos resultados, a pesar de que representan de forma correcta el comportamiento individual de las paredes, no permite definir claramente el efecto de la rigidez de piso y la interacción que éste produce entre paredes.



## 10 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este trabajo se realizó la evaluación de la capacidad sismorresistente de una edificación de mampostería no reforzada (MNR) típica del Centro Histórico de Cuenca (CHC). Al ser una de las tipologías más antiguas del CHC y en su mayoría no cumplir con los parámetros mínimos de las normativas de construcción, son vulnerables por encontrarse en una zona de alta amenaza sísmica. Bajo este contexto se han realizado varios estudios de vulnerabilidad sísmica con el objetivo de tener una visión más amplia del porcentaje de edificaciones que se verían afectadas ante la ocurrencia de un sismo. Sumándose a esto, el objetivo principal de este trabajo se enfocó en aplicar una metodología de evaluación sísmica que consistió en análisis estático no lineales (ASNL) basados en análisis pushover para evaluar el comportamiento sísmico global.

Previo a la definición del modelo se recolectó información de tesis de arquitectura e ingeniería sobre la evolución constructiva y características principales de las edificaciones de mampostería no reforzada del CHC. Con esta información se definieron características geométricas y mecánicas que representen a un gran porcentaje de estas edificaciones. A partir de esto, se obtuvo una edificación prototipo, proveniente de una estructura existente. Dicha edificación presenta rasgos comunes de las edificaciones de la tipología de estudio como: aberturas grandes de puertas y ventanas en la fachada frontal, distribución de paredes irregular y entresijos de madera. Estas características guardan mucho parentesco con los de los países europeos, los cuáles, han desarrollado varios ensayos experimentales y estrategias de modelización para evaluar al comportamiento sísmico de estructuras de mampostería.

Por ello, orientado a la aplicación de un modelo simplificado, se consideró pertinente adoptar un modelo pórtico equivalente basado en macro-elementos tipo resorte desarrollado por (Amadio et al., 2011), y validado en (Jiménez, 2016) para los edificios de MNR del distrito del Eixample-Barcelona. Este modelo fue implementado en el programa en Ruaumoko, el cual, permitió el uso de



elementos multi-resorte similares a los planteados por Amadio; estos elementos lograron capturar los modos de falla de pilares y vigas dintel.

La disposición de los resortes que conforman el macro-elemento provienen de ensayos experimentales que han demostrado que pilares y vigas dintel están expuestos a modos de falla a flexión en los extremos y corte en el centro. Los mismos estudios proporcionaron curvas histeréticas que permitieron definir las curvas constitutivas de los elementos. Una de las limitaciones del modelo es que no considera las fallas fuera del plano debido a la complejidad que implicaría realizar un análisis de este tipo. Para capturar el comportamiento de falla en el plano, las paredes se conectaron mediante resortes de corte que simulan al piso, sin embargo, para que este modelo sea aplicable, el piso debe tener una rigidez de muy flexible a semiflexible; esto resultó ser conveniente para el caso de estudio debido a que a los pisos de madera tienen una rigidez de corte entre 100 y 14 000 kN/m, correspondiente a un piso flexible según el Manual de Diseño de Diafragmas del *Steel Deck Institute* (SDI, 1995), que lo describe entre un rango de (1000 kN/m-17 500 kN/m).

Una vez definido el modelo, se ejecutó el análisis modal de Ruaumoko para obtener las formas modales a vibración libre de la estructura. Sin embargo, no se obtuvo un comportamiento global de la estructura, evidenciado en los bajos porcentajes de masa participativa en los primeros modos producto de la baja rigidez del piso. Este efecto de piso muy flexible generó un comportamiento casi independiente de las paredes, y a pesar de existir una cierta transferencia de carga y acoplamiento entre ellas, se pudo inferir que la estructura no actúa de forma conjunta. Por ello, obtener una curva de capacidad global de la estructura no sería un resultado tan representativo del comportamiento sísmico global de la edificación, si se aplican metodologías convencionales. Además, que los códigos permiten el uso de ASNL, siempre que la masa participativa en el primer modo sea mayor que un porcentaje determinado (alrededor del 75%).

El comportamiento casi independiente de las paredes nos llevó a plantear estrategias para mejorar la confiabilidad de las curvas de capacidad globales;



estas consistieron en aplicar un patrón de carga adecuado aplicando una combinación SRSS a los primeros modos de vibración, y definiendo como nodo de control la parte superior de la pared frontal, siendo esta la más débil y causante del colapso de la estructura.

Para abarcar la mayor cantidad de escenarios posibles, se realizó un análisis paramétrico variando el espesor de paredes, rigidez de piso y calidad de los materiales. Estas curvas de capacidad obtenidas resultaron ser de gran ayuda para comparar la influencia que tiene el aumento de los niveles de calidad en el comportamiento global de la estructura, sin embargo, en ninguna se puede observar un fallo de la estructura, sino un deterioro leve en la capacidad. Esto llevó a realizar un análisis pushover a nivel de pórtico, determinándose, que a pesar de que uno de los pórticos falla, los demás continúan en su rango elástico o inelástico. En base a lo anteriormente mencionado se concluye que la curva de capacidad puede dar una idea del comportamiento global de la estructura, pero no es tan representativa para un posterior análisis.

De las curvas de capacidad obtenidas en el análisis paramétrico se concluye que:

- A medida que se aumenta el espesor de las paredes, la capacidad máxima de la estructura aumenta, pero el desplazamiento global de la misma disminuye. Esto por el aumento de la rigidez de las paredes.
- Para el caso de rigidizar el piso aumentando el módulo de corte, se pudo observar que al momento de llegar al primer agrietamiento en la pared que falla, la rigidez de piso genera una mejor interacción entre las paredes, aumentando en cierto grado su capacidad máxima; por otro lado, esta misma interacción disminuye el desplazamiento global de la estructura ya que esta empieza a trabajar conjuntamente.
- La mejora de calidad consiste en incrementar las propiedades mecánicas de las paredes y aumentar la ductilidad de las mismas. Sin embargo, al





combinarse estos dos efectos para mejorar la calidad total, no se pudo notar una mejora de la ductilidad a medida que se incrementaba la calidad desde malo a bueno; únicamente se obtuvo una disminución del desplazamiento y aumento de la capacidad al mejorar la calidad de “malo” a “regular”. Por otro lado, para los casos de utilizar una calidad “buena” esta no presenta una mejora en la capacidad para ninguno de los casos, ya que esta nunca supera el cortante máximo alcanzado en una calidad de “Regular”. Esto se debe a que éste tiene una alta rigidez disminuyendo el punto de fluencia y por ende su ductilidad.

Ciertamente una mejor capacidad sismorresistente de una edificación está directamente relacionada con la simetría de la misma y una distribución regular de sus paredes. Pero en edificaciones como la presentada en este trabajo, que son construidas sin ningún diseño sísmico y con una distribución de paredes que está influenciada por el uso que se dé a la vivienda, no tendrá un comportamiento sísmico adecuado. Esto resulta ser perjudicial, ya que la mayoría de edificaciones del Centro Histórico se comportarán de manera similar por las dimensiones reducidas de las paredes y el aumento de aberturas para ventanas, puertas y balcones en la fachada frontal, debido al aumento de la actividad comercial en esa época y los cambios a una arquitectura más moderna.

En este trabajo al modelar con un piso flexible, se pudo desprestigiar los modos de falla fuera del plano que significa un análisis más complicado, sin embargo, para el caso de edificaciones tan irregulares como las del CHC, aplicar esta metodología no resulta ser tan fiable; ya que para obtener una respuesta sísmica global de la estructura los análisis estáticos no lineales comúnmente aplicados, suponen un comportamiento integral de la estructura. Por lo que se recomienda aplicar esta metodología en los siguientes casos:

- Cuando la rigidez de piso sea flexible, pero ésta se mantenga a lo largo de toda la estructura, ya que espacios como el hall, pozos de luz y cubiertas de vidrio provocan la disminución de la rigidez a corte en ciertas zonas, disminuyendo la interacción y transferencia de carga entre las



paredes. Esto resulta ser conveniente en el caso del CHC ya que en la mayoría de edificaciones de esa época se han realizado intervenciones en los pisos, lo cual significa un aumento en la rigidez y por lo tanto la aplicabilidad de la metodología propuesta.

- En el caso de no tener un comportamiento integral de la estructura como el presentado anteriormente se puede aplicar el enfoque multi-escala propuesto por Lagormarsino et al. (2018), ya que este dio resultados satisfactorios al capturar la respuesta sísmica global de la estructura en base al fallo de individuales.

En base de que, todavía falta una validación extensa para obtener el comportamiento sísmico global de edificaciones de mampostería no reforzada irregulares con pisos flexibles, y que además los códigos exigen una participación de masa de alrededor del 75% para la aplicación del MEC no fue posible obtener la vulnerabilidad de la edificación basado en grado de daño esperado para sismos con diferentes períodos de retorno.



## BIBLIOGRAFÍA

- ACI-530. (2002). Building Code Requirements for Masonry Structures (ACI530-02/ASCE5-02/TMS402-02). *Masonry Standards Joint Committee (MSJC)*, 58.
- Amadio, C., Rinaldin, G., & Macorini, L. (2011). An equivalent frame model for nonlinear analysis of unreinforced masonry buildings under in-plane cyclic loading. In *XIV Convegno Anidid*.
- Amoroso, L., & Acosta, T. (1972). *La madera de cucalípto en la construcción*.
- Andrade, R., & Fernández, V. (1973). El ladrillo como material de construcción.
- Anthoine, A., & Magonette, G. (1995). Shear-compression testing and analysis of brick masonry walls. *Journal of Communication*.  
<https://doi.org/10.1111/jcom.12085>
- ASCE 41-13. (2014). Seismic evaluation and retrofit of existing buildings. *American Society of Civil Engineers*.
- Beyer, K. (2012). Peak and residual strengths of brick masonry spandrels. *Engineering Structures*, 41, 533–547.  
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.03.015>
- Beyer, K., & Dazio, A. (2011). Modeling of Spandrel Elements in Urm Structures With Rc Slabs or Ring Beams.
- Beyer, K., & Dazio, A. (2012). Quasi-static cyclic tests on masonry spandrels. *Earthquake Spectra*, 28(3), 907–929. <https://doi.org/10.1193/1.4000063>
- Beyer, K., & Mangalathu, S. (2013). Review of strength models for masonry spandrels. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 11(2), 521–542.  
<https://doi.org/10.1007/s10518-012-9394-3>
- Brignola, A., Pampanin, S., & Podestà, S. (2012). Experimental Evaluation of the In-Plane Stiffness of Timber Diaphragms. *Earthquake Spectra*, 28(4), 1687–1709. <https://doi.org/10.1193/1.4000088>
- Caldas, V., & Sigcha, X. (2017). Breve análisis cronológico de la introducción



de materiales relevantes en edificaciones de Centro Historico de Cuenca entro los años 1880 y 1980.

- Calderini, C., Cattari, S., & Lagomarsino, S. (2008). In-plane strength of unreinforced masonry piers, (November 2008), 243–267.  
<https://doi.org/10.1002/eqe>
- Calderini, C., Catterri, S., Degli, A., Lagomarsino, S., & Ottonelli, D. (2012). Modelling strategies for seismic global response and local mechanisms.
- Calvi, G., & Magenes, G. (1994). EXPERIMENTAL RESEARCH ON RESPONSE OF URM BUILDING SYSTEMS (pp. 41–57).
- Carr, A. J. (2003). RUAUMOKO The Maori God of Volcanoes and Earthquakes. Volume 3: User Manual for the 3-Dimensional Version. *Ruaumoko3D*, 3, 152.
- Carr, A. J. (2007). Ruaumoko Manual - Theory, 1, 3–4.  
<https://doi.org/10.13140/RG.2.1.1872.2728>
- Carr, A. J. (2016). Appendices Strength and Stiffness Degradation.
- Cattari, S., & Lagomarsino, S. (2008). A Strength Criterion for the Flexural Behaviour of Spandrels in Un-reinforced Masonry Walls. *The 14 World Conference on Earthquake Engineering*, 1–8. Retrieved from [http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/14\\_05-04-0041.PDF](http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/14_05-04-0041.PDF)
- Cattari, S., & Lagomarsino, S. (2012). DELIVERABLE D35 Definition of seismic safety verification procedures for historical buildings. *PERPETUATE PERformance-Based APproach to Earthquake ProTection of CUltural HeriTage in European and Mediterranean Countries*, (December).
- Cattari, S., Lagomarsino, S., Bazzurro, A., & Porta, F. (2015). Critical review of analytical models for the in-plane and out-of-plane assessment of URM buildings. *2015 NZSEE Conference*, (111), 1–10. Retrieved from [http://www.dicca.unige.it/conseng/wp-content/uploads/2015/04/NZSEE2015\\_0111\\_final.pdf](http://www.dicca.unige.it/conseng/wp-content/uploads/2015/04/NZSEE2015_0111_final.pdf)
- Cattari, S., Lagomarsino, S., D'Ayala, D., Novelli, V., & Bosiljkov, V. (2012).



DELIVERABLE D17 - Correlation of performance levels and damage states for types of buildings. *PERPETUATE PERFORMANCE-BASED APPROACH TO EARTHQUAKE PROTECTION OF CULTURAL HERITAGE IN EUROPEAN AND MEDITERRANEAN COUNTRIES*, (August).

Cattari, S., Lagomarsino, S., & Marino, S. (2015). Reliability of nonlinear static analysis in case of irregular urban buildings with flexible diaphragms. *SECED 2015 Conference: Earthquake Risk and Engineering towards a Resilient World*, 3(July), 1–10.

CEN. (2004). Eurocode 8 : Design of structures for earthquake resistance —, 3.

Chassi, J., Peñafiel, M., & Serpa, H. (1982). Cubiertas en la vivienda.

Chérres, M., & Peñafiel, C. (2000). Determinación del índice de vulnerabilidad sísmica de las edificaciones de la ciudad de Cuenca.

CNR-DT 212. (2014). Guide for the Probabilistic Assessment of the Seismic Safety of Existing Buildings.

Corradi, M., Speranzini, E., Borri, A., & Vignoli, A. (2006). In-plane shear reinforcement of wood beam floors with FRP. *Composites Part B: Engineering*, 37(4–5), 310–319.

<https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2005.11.003>

Fajfar, P., & Eeri, M. (2000). A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design, 16(3), 573–592.

FEMA 306. (1998). FEMA 306. EVALUATION OF EARTHQUAKE DAMAGED CONCRETE AND MASONRY WALL BUILDINGS. Basic Procedures Manual. *Management*, 250. <https://doi.org/10.1193/1.1586111>

Fernández, L., & Lucero, C. (n.d.). DESARROLLO DE UN SISTEMA ESTRUCTURAL DE COSTILLAS CON ELEMENTOS LAMINARES DE MADERA: VIVIENDA SOCIAL IN.LAB CUENCA.

G.U. (2008). Norme Technique per le Construzione, D.M. 14/01/2008, 2008(1), 1–445.

Galasco, A., Lagomarsino, S., Penna, A., & Cattari, S. (2002). TREMURI



- program: seismic analyser of 3D masonry buildings. *University of Genoa*.
- Gardiner, D. R., Bull, D. K., & Carr, A. J. (2008). Trends Of Internal Forces In Concrete Floor Diaphragms Of Multi-Storey Structures During Seismic Shaking. *14th World Conference on Earthquake Engineering (14WCEE)*.
- Gattesco, N., Clemente, I., Macorini, L., & Noè, S. (2008). Experimental Investigation on the Behavior of Spandrels in Ancient Masonry Buildings. *The 14 World Conference on Earthquake Engineering October 12-17, 2008, Beijing, China*, (Lourenço 1996), 1–8.
- Gattesco, N., & Macorini, L. (2008). High reversibility technique for in-plane stiffening of wooden floors. *Proceedings SAHC 2008, Structural Analysis of Historic Construction*, 1035–1042.
- Gattesco, N., & Macorini, L. (2014). In-plane stiffening techniques with nail plates or CFRP strips for timber floors in historical masonry buildings. *Construction and Building Materials*, 58, 64–76.
- Giongo, I. (2013). Role of Timber Diaphragms in the Seismic Response of Unreinforced Masonry (Urm) Buildings.
- Giongo, I., Piazza, M., & Tomasi, R. (2011). Pushover analysis of traditional masonry buildings : influence of refurbished timber-floors stiffness. *International Conference on Strucutural Health Assesment of Timber Structures*, (June), 1–13.
- Giuffré, A. (1993). Safety and conservation of historical centers: The Ortigia case, Editori Laterza, Bari, Italy.
- Gonzalez-Drigo, R., Avila-Haro, A., Barbat, A. H., Pujades, L. G., Vargas, Y. F., Lagomarsino, S., & Cattari, S. (2015). Modernist unreinforced masonry (URM) buildings of barcelona: Seismic vulnerability and risk assessment. *International Journal of Architectural Heritage*, 9(3), 214–230.  
<https://doi.org/10.1080/15583058.2013.766779>
- Italian Ministry of Infrastructure and Transport NTC. (2008). NTC 2008 - Italian Building Code. D.M. 14/01/2008, 428.  
<https://doi.org/10.1515/9783110247190.153>



Jiménez, J. (2002). VULNERABILIDAD SISMICA DE LAS EDIFICACIONES DE LA CIUDAD DE CUENCA MEDIANTE TECNICAS DE SIMULACION.

Jiménez, J. (2016). Evaluación sísmica de edificios de mampostería no reforzada típicos de Barcelona: modelización y revisión de la aplicación del Método del Espectro de Capacidad.

Jiménez Pacheco, J., Cabrera Cajamarca, J., Sánchez Beltrán, J., & Avilés Tenorio, F. (2017). Vulnerabilidad sísmica del patrimonio edificado del Centro Histórico de la Ciudad de Cuenca: Lineamientos generales y avances del proyecto. *V CONGRESO REDU*.

Keenan, F. J., & Tejada, M. (1987). *Maderas Tropicales como Material de Construcción en los países del Grupo Andino de América del Sur*.

Knox, C. L., & Ingham, J. M. (2012). Non-linear equivalent frame modelling: Assessment of a two storey perforated unreinforced masonry wall. *2012 NZSEE Annual Technical Conference*, (076).

Lagomarsino, S., & Cattari, S. (2015). PERPETUATE guidelines for seismic performance-based assessment of cultural heritage masonry structures. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(1), 13–47.  
<https://doi.org/10.1007/s10518-014-9674-1>

Lagomarsino, S., Penna, A., Galasco, A., & Cattari, S. (2013). TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings. *Engineering Structures*, 56, 1787–1799.  
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.08.002>

Lagomarsino Sergio, Camilletti Daniela, C. S., & Marino, S. (2018). *Recent Advances in Earthquake Engineering in Europe*. Springer.  
<https://doi.org/10.1007/978-3-319-75741-4>

Magenes, & Della Fontana, A. (1998). Non-Linear Seismic Analysis of Masonry Buildings. *Proceedings of the Fifth International Masonry Conference London*, (December), 1–313. <https://doi.org/10.6092/UNINA/FEDOA/8417>

Magenes, G. (2000). a Method for Pushover Analysis in Seismic Assessment of Masonry Buildings. *12th World Conference on Earthquake Engineering*,





(January 2000), 1–8.

Magenes, G., & Calvi, G. M. (1997). In-plane seismic response of brick masonry walls. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 26(11), 1091–1112.

[https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9845\(199711\)26:11<1091::AID-EQE693>3.0.CO;2-6](https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199711)26:11<1091::AID-EQE693>3.0.CO;2-6)

Magenes, G., Remino, M., Manzini, C., Morandi, P., & Bolognini, D. (2006). SAM II, software for the simplified seismic analysis of masonry buildings. *University of Pavia and EUCENTRE*.

Mann, W., & Muller, H. (1982). Failure of shear-stressed masonry. An enlarged theory, tests and application to shear walls. In *Proc. Br. Ceram. Soc.* (p. 223).

Meneses, P. (2006). *Análisis de Edificios de Hormigón Armado en Base a Pórticos Planos Acoplados a Muros de Altura Parcial*.

Milutinovic, Z. V., & Trendafiloski, G. S. (2003). WP4: Vulnerability of Current Buildings. *RISK-UE Project Handbook*, 111.  
<https://doi.org/10.3389/fpls.2017.01820>

Mitchell, A. D., & Poland, C. D. (2007). A New Seismic Rehabilitation Standard - ASCE / SEI 41-06, 1–2. [https://doi.org/10.1061/40946\(248\)35](https://doi.org/10.1061/40946(248)35)

Morandi, P. (2006). Inconsistencies in Codified Procedures for Seismic Design of Masonry Buildings, 141.

Mouroux, P., & Le Brun, B. (2006). Presentation of RISK-UE project. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 4(4), 323–339. <https://doi.org/10.1007/s10518-006-9020-3>

Nakamura, Y., Derakhshan, H., Magenes, G., & Griffith, M. C. (2017). Influence of Diaphragm Flexibility on Seismic Response of Unreinforced Masonry Buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, 21(6), 935–960.  
<https://doi.org/10.1080/13632469.2016.1190799>

NEC-SE-MP. (2015). *NEC MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL. Mampostería Estructural*.





- NEC. (2015). *NEC-SE-DS Peligro Sísmico: Diseño Sismo Resistente. Peligro Sísmico: Diseño Sismo Resistente*.
- New Zealand Society for Earthquake Engineering. (2006). NZSEE 2006. Assessment and Improvement of the Structural Performance of Buildings in Earthquakes. Recommendations of a NZSEE Study Group on Earthquake Risk Buildings, 1–94. Retrieved from [http://www.nzsee.org.nz/db/PUBS/2006AISBEGUIDELINES\\_Corr\\_06a.pdf](http://www.nzsee.org.nz/db/PUBS/2006AISBEGUIDELINES_Corr_06a.pdf)
- NMX-C-464. (2010). Normas NMX para estructuras de mampostería.
- Norma Técnica E. 070. (2006). Reglamento Nacional de Edificación (RNE). *Reglamento Nacional de Edificación (RNE)*. Retrieved from <http://blog.pucp.edu.pe/blog/wp-content/uploads/sites/82/2008/01/Norma-E-070-MV-2006.pdf>
- NSR. (2010). REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE. *Scielo*, 1, 32. Retrieved from <http://www.scielo.org.co/pdf/ring/n32/n32a4>
- Pasticier, L., Amadio, C., & Fragiaco, M. (2008). Non-linear seismic analysis and vulnerability evaluation of a masonry building by means of the SAP2000 V. 10 code. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 37(3), 467–485.
- Paulay, T., & Priestley, M. J. N. (1992). Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings.
- Quagliarini, E., Maracchini, G., & Clementi, F. (2017). Uses and limits of the Equivalent Frame Model on existing unreinforced masonry buildings for assessing their seismic risk: A review. *Journal of Building Engineering*, 10(December 2016), 166–182. <https://doi.org/10.1016/j.job.2017.03.004>
- Rinaldin, G. (2012). Modellazione e analisi non lineare di strutture in muratura e in legno. *PhD*, 53(9), 157. <https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>
- Rinaldin, G., & Amadio, C. (2016). Static and dynamic analysis of masonry buildings using a new macroelement within the equivalent frame method,



- (Felippa 2001), 323–330. <https://doi.org/10.1201/b21889-41>
- Rinaldin, G., Amadio, C., & Macorini, L. (2016). A macro-model with nonlinear springs for seismic analysis of URM buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 45(14), 2261–2281.
- Rivera, M., & Moyano, M. (2002). Arquitectura de Lineas rectas: Influencia del Movimiento moderno en Cuenca, 1950-1965.
- Sang-Cheol Kim, D. W. W. (2003). MDOF Response of Low-Rise BUILDINGS. SDI. (1995). Steel Deck Institute Diaphragm Design Manual: Third Edition. *AISI-Specifications for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members*. Retrieved from <http://scholarsmine.mst.edu/ccfss-aisi-spec/82>
- Tomaževič, M. (1999). *Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings*. London: Imperial College Press.
- Valluzzi, M. R., Garbin, E., Dalla Benetta, M., & Modena, C. (2010). In-plane strengthening of timber floors for the seismic improvement of masonry buildings. In *World conference on timber engineering, Riva del Garda, Italy (electronic source) Google Scholar*.
- Weggel, D. C., Boyajian, D. M., & Chen, S. (2007). Modelling structures as systems of springs, 6(1), 169–172.

## ANEXOS

**Anexo 1** Geometría y determinación de la altura deformable de los pórticos que conforman la estructura.

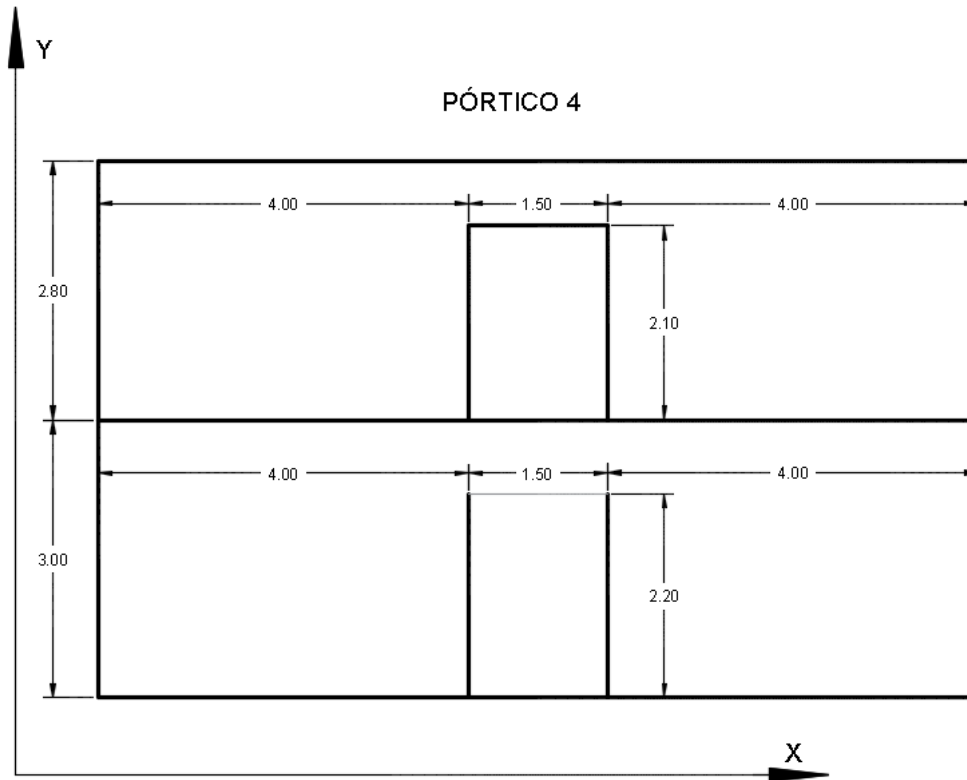


Figura 0.1 Dimensiones del Pórtico 4

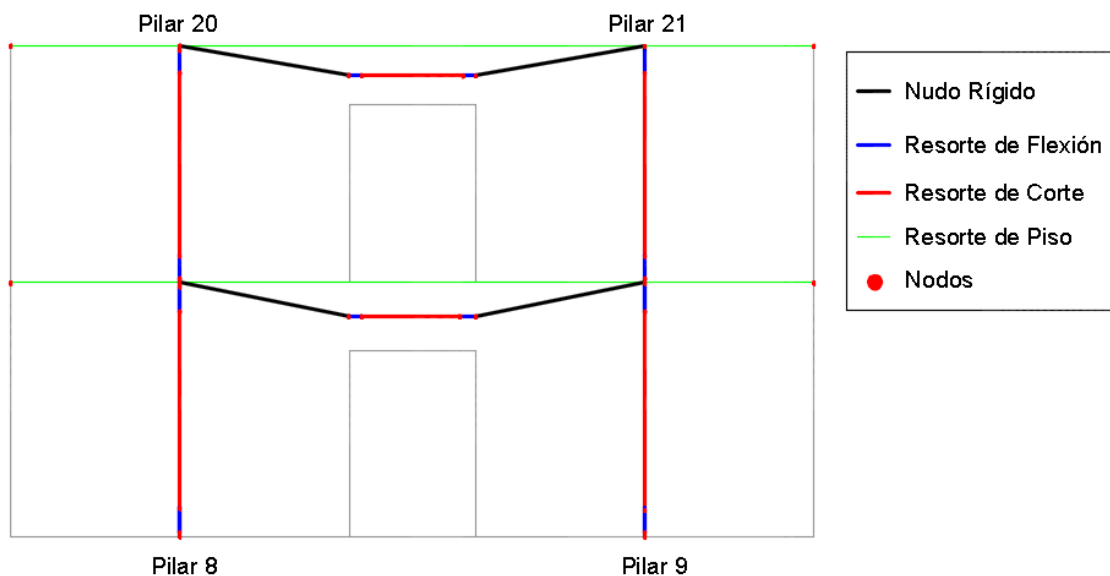


Figura 0.2 Elementos de pórtico 4 que se ingresaron en el programa Ruaumoko 3D.

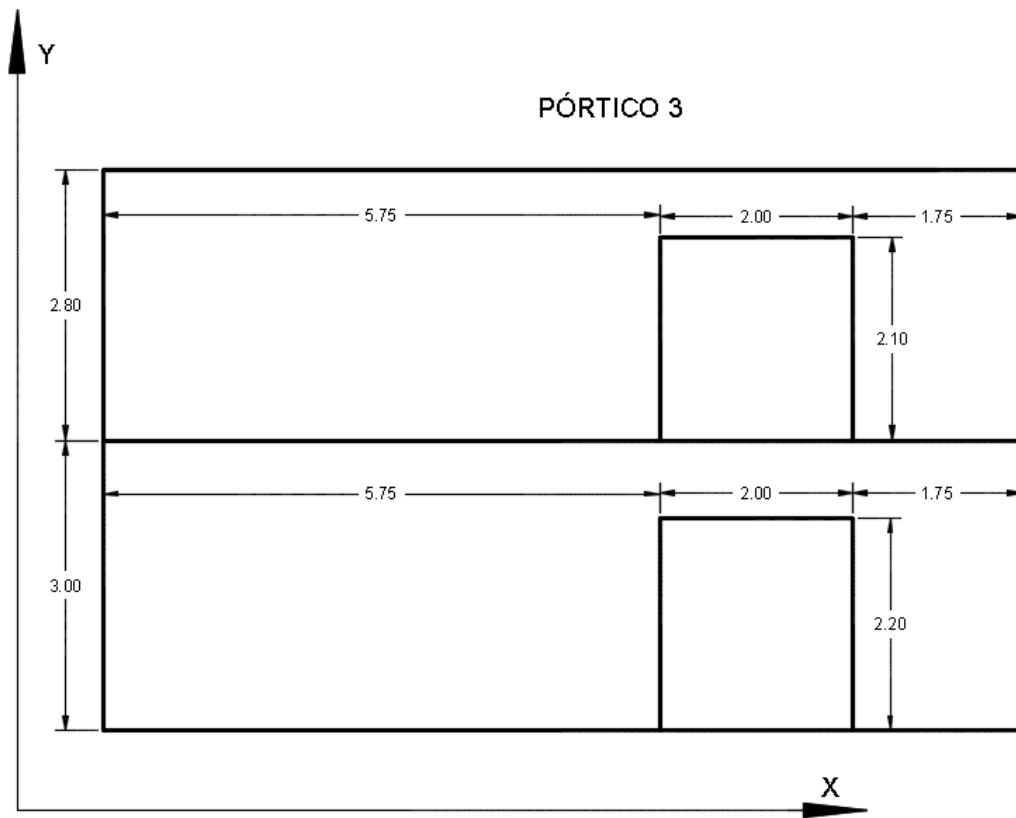


Figura 0.3 Dimensiones del Pórtico 3

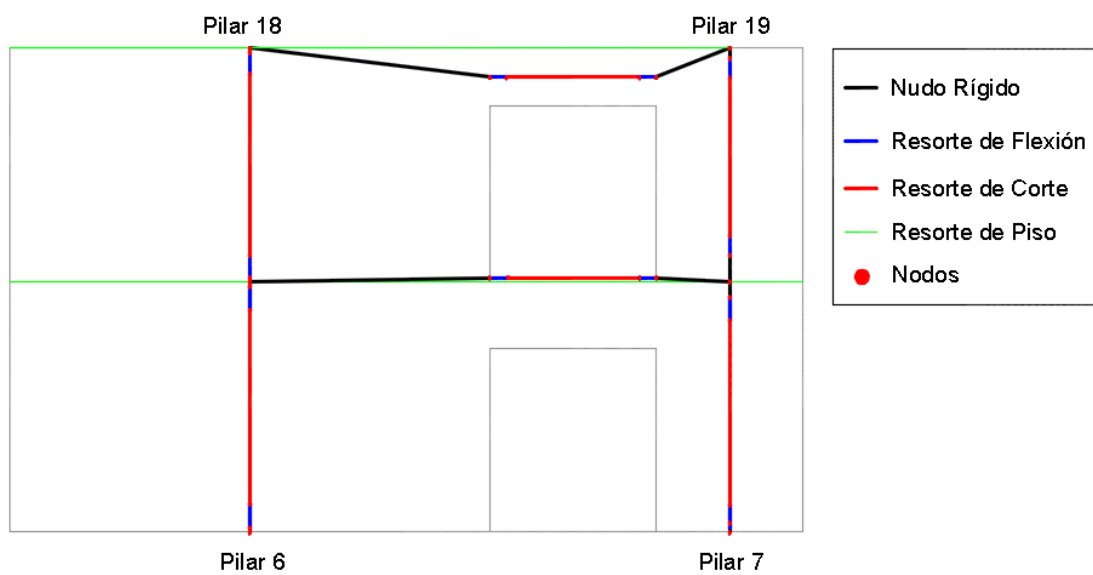


Figura 0.4 Elementos de pórtico 3 que se ingresaron en el programa Ruaumoko 3D.

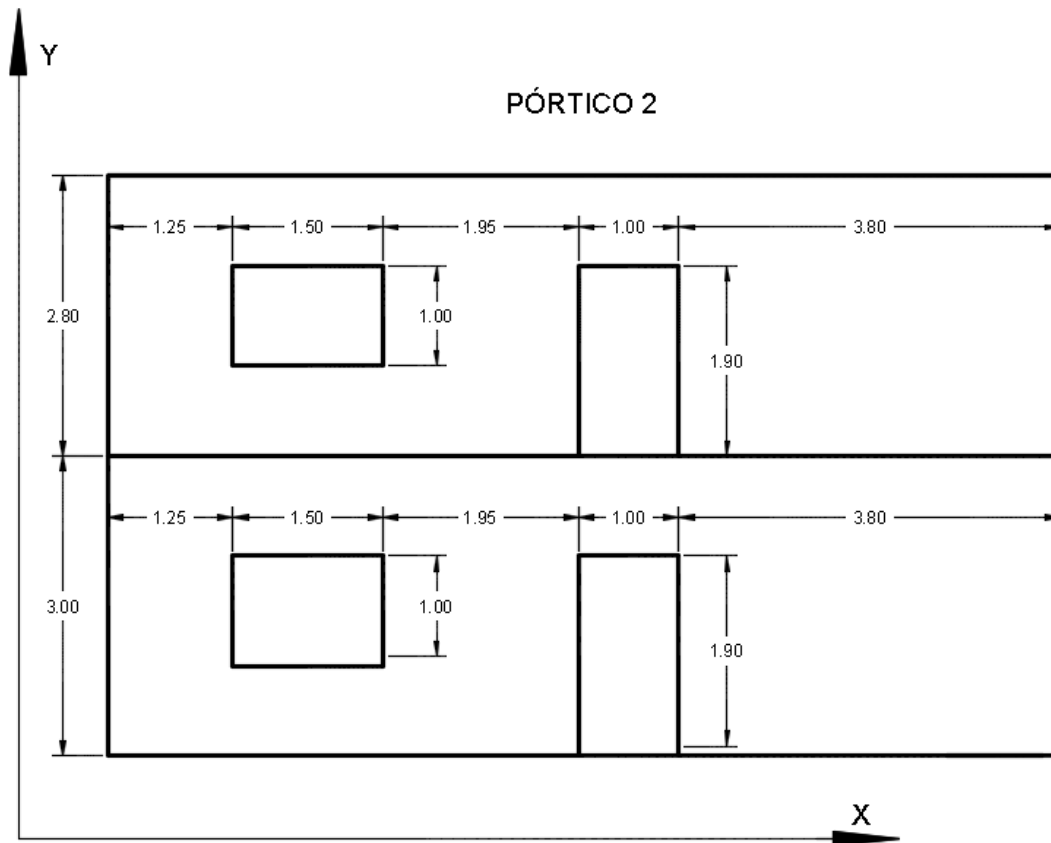


Figura 0.5 Dimensiones del Pórtico 2

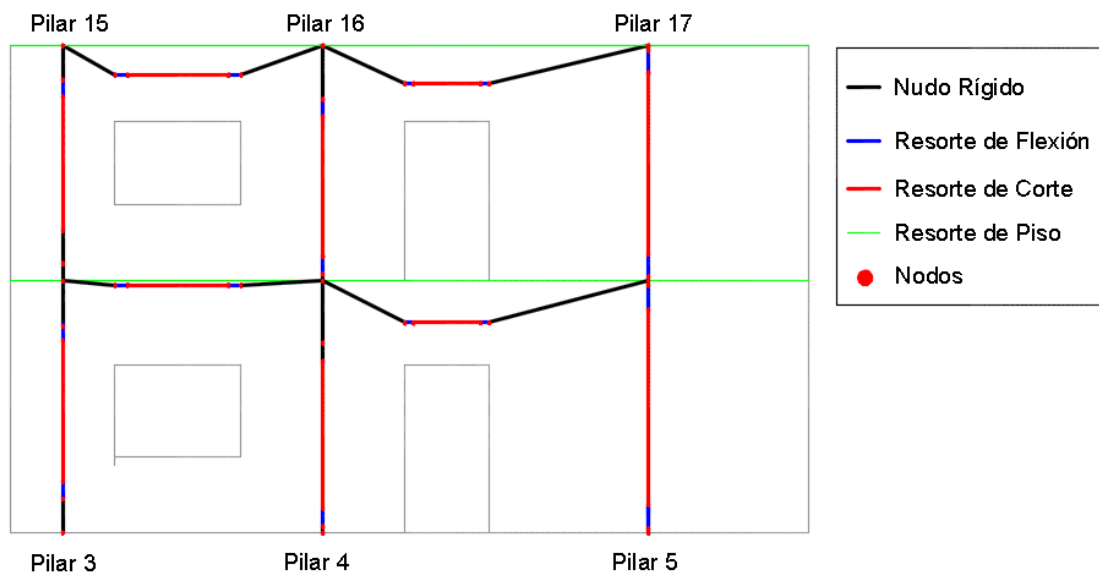


Figura 0.6 Elementos de pórtico 2 que se ingresaron en el programa Ruaumoko 3D.

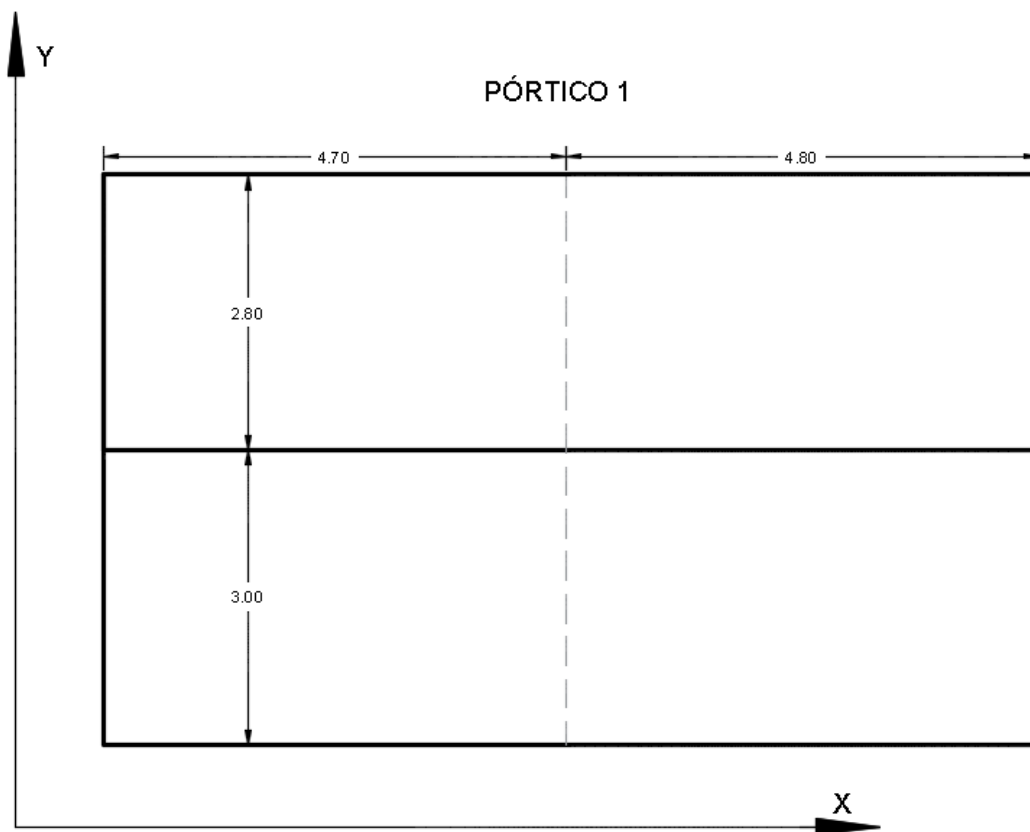


Figura 0.7 Dimensiones del Pórtico 1

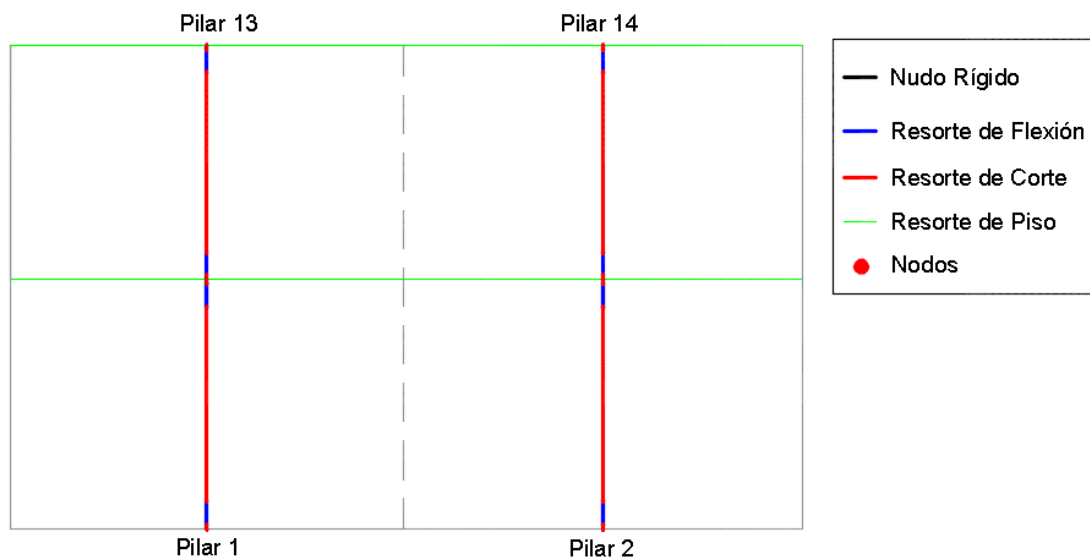


Figura 0.8 Elementos de pórtico 1 que se ingresaron en el programa Ruaumoko 3D.

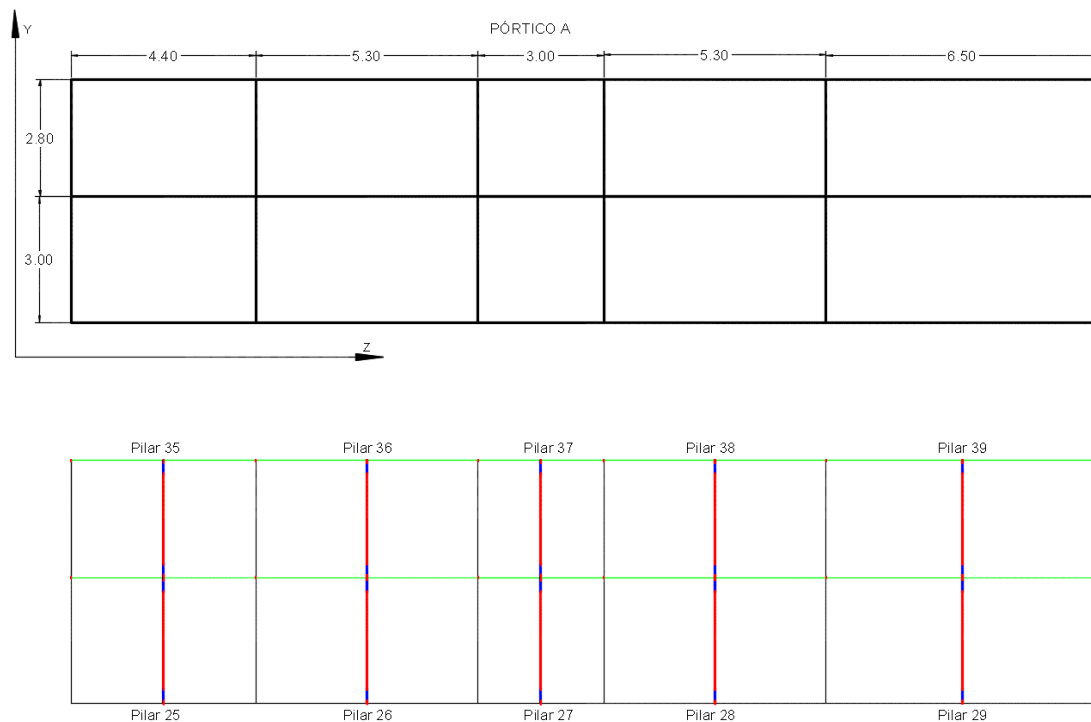


Figura 0.9 Dimensiones del Pórtico A e implementación en el programa Ruaumoko 3D

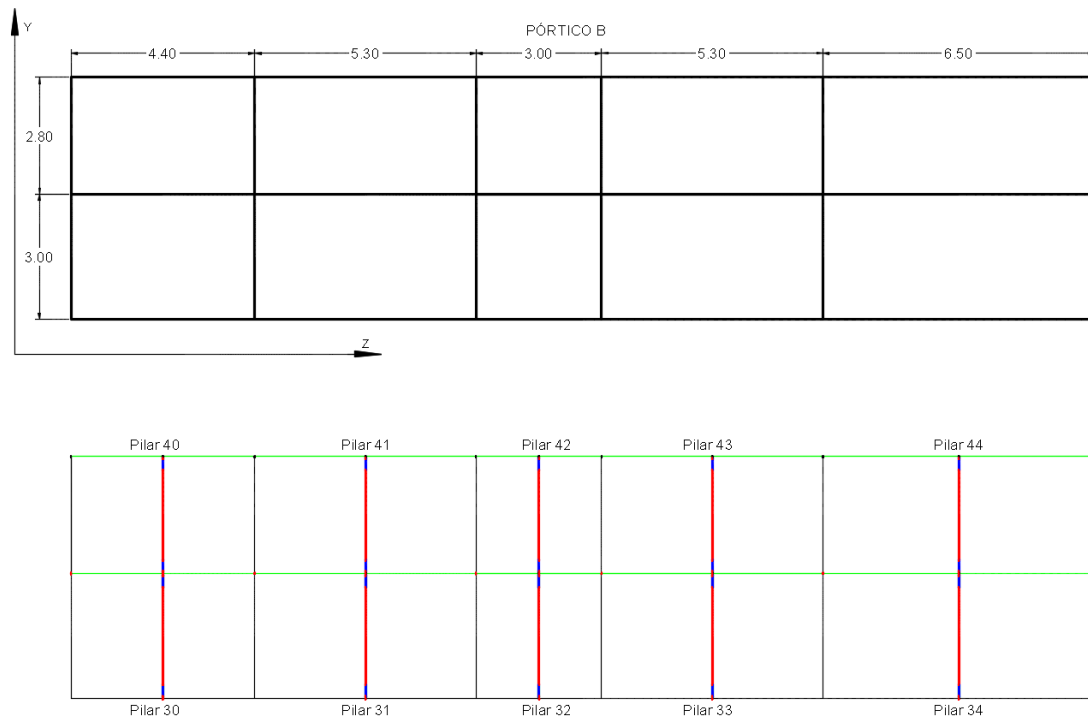


Figura 0.10 Dimensiones del Pórtico B e implementación en el programa Ruaumoko 3D

**Anexo 2** Distribución de masas.

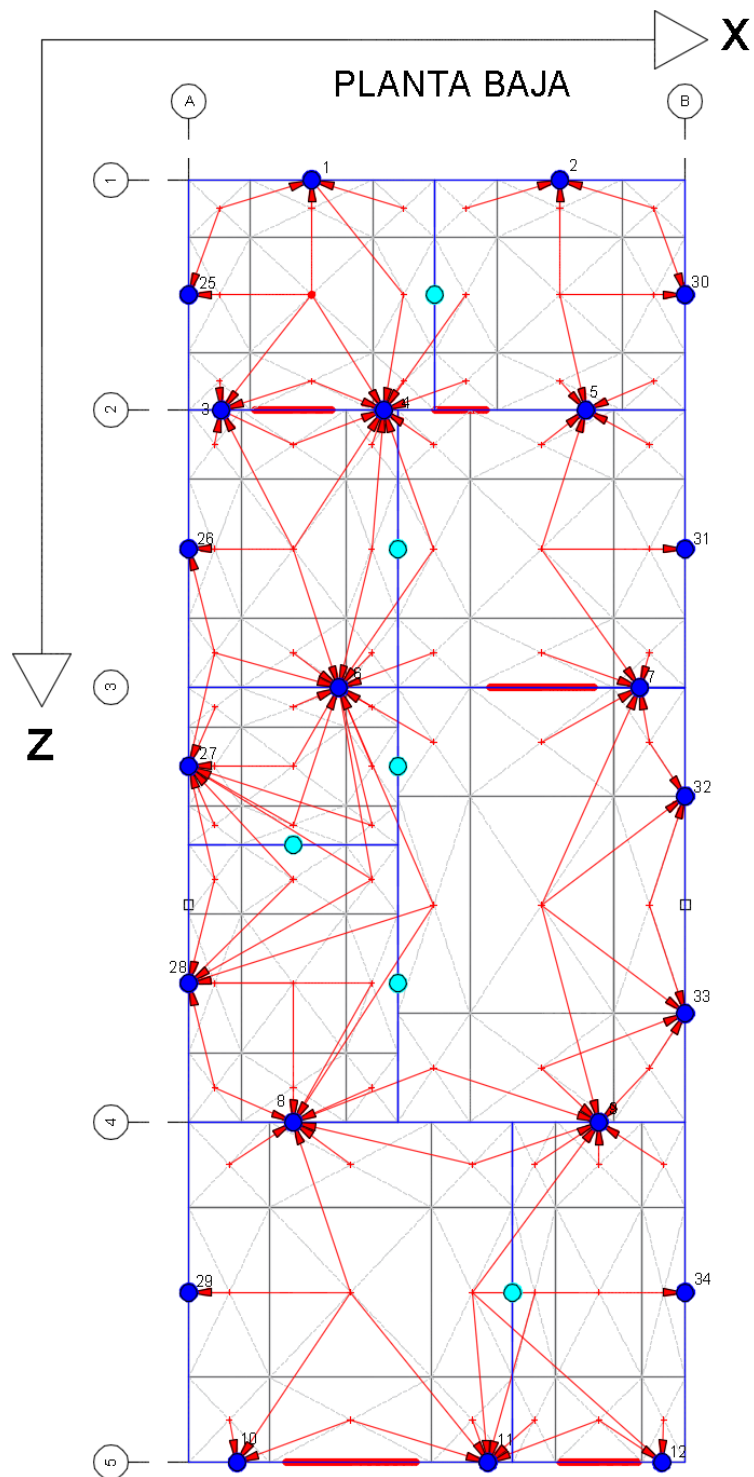


Figura 0.11 Distribución de masas planta baja



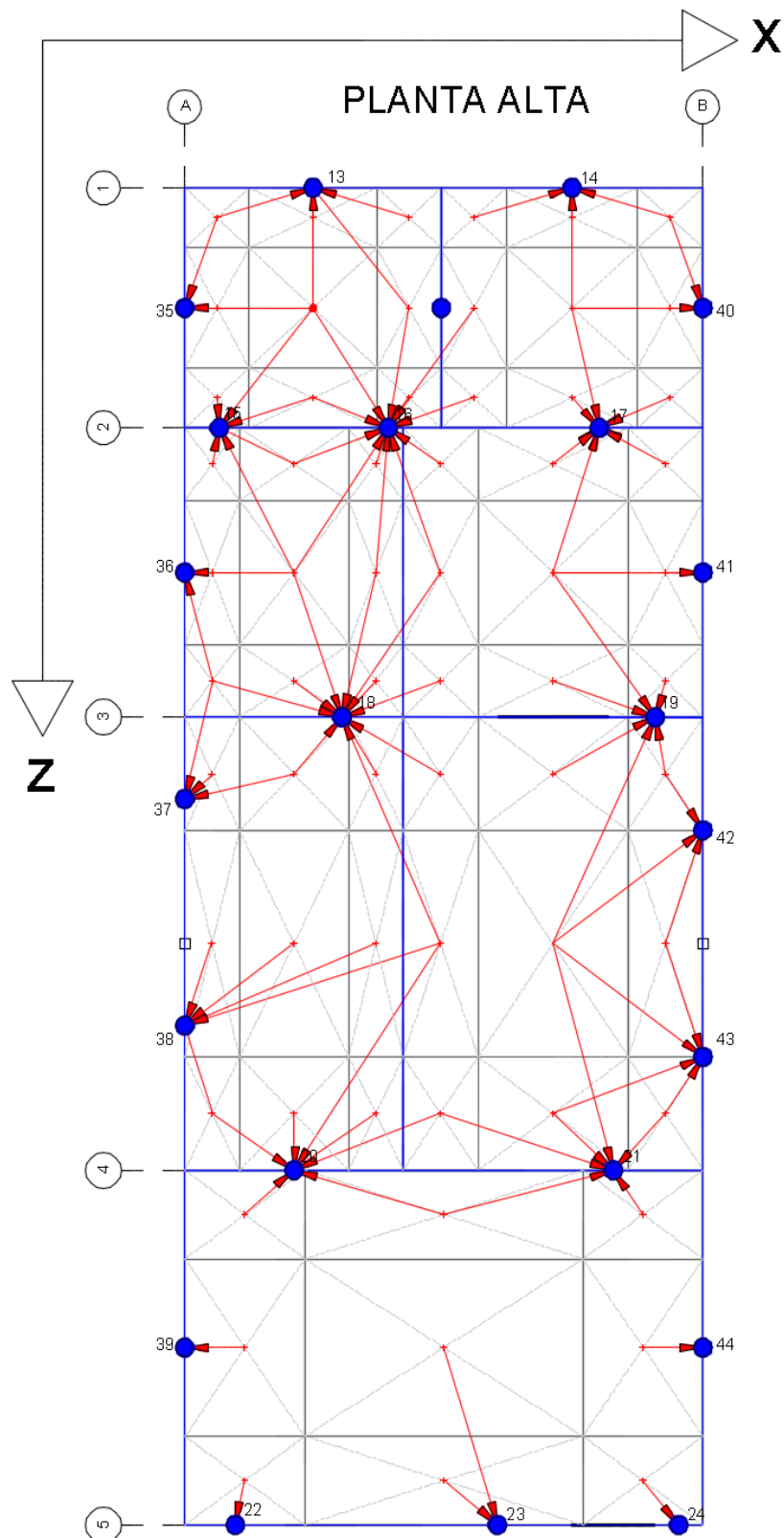


Figura 0.12 Distribución de masas planta alta

### Anexo 3 Análisis modales.

Tabla 0.1 Resultados del análisis modal para un espesor de 15cm.

Mode	Part-Fact X	Part-Fact Z	Parti. Mx	Parti. Mz	Período Tx
1	1.49	-	30.00	-	0.074
2	1.25	-	26.00	-	0.071
3	1.06	-	16.00	-	0.065
4	0.88	-	13.00	-	0.061
5	-	1.27	-	52	0.048
6	1.11	-	12.00	-	0.045
7	-	1.10	-	35	0.044

Tabla 0.2 Resultados del análisis modal para un espesor de 30cm.

Mode	Part-Fact	Part-Fact Z	Parti. Mx	Parti. Mz	Período Tx
1	1.44	-	27.00	-	0.064
2	1.24	-	24.00	-	0.061
3	1.09	-	17.00	-	0.057
4	0.98	-	14.00	-	0.054
5	0.00	1.27	-	51	0.044
6	1.11	-	15.00	-	0.043
7	0.00	1.10	-	35	0.042

## Anexo 4 Curvas Fuerza – Desplazamiento.

### Influencia del espesor de las paredes

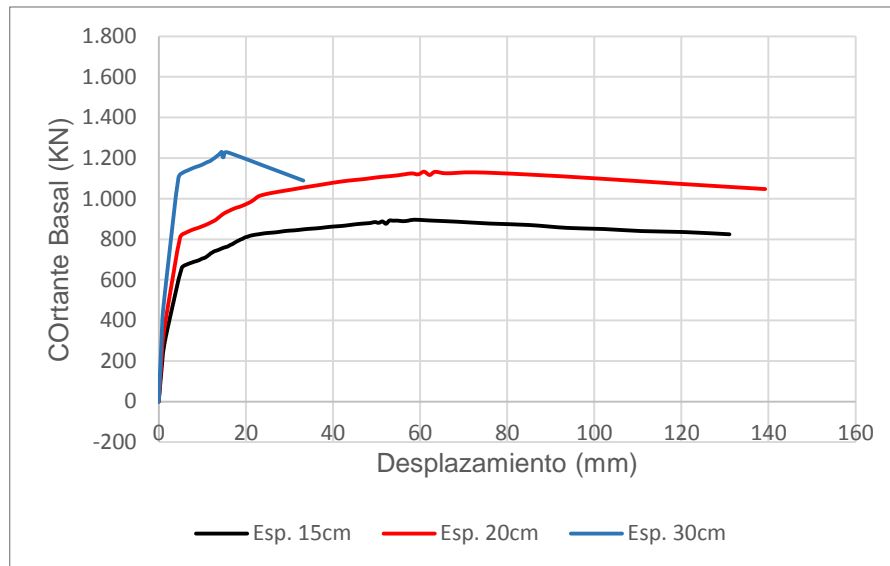


Figura 0.13 Curvas Fuerza-Desplazamiento (calidad material: malo y  $G_{eq}$ : 7.5 MPa).

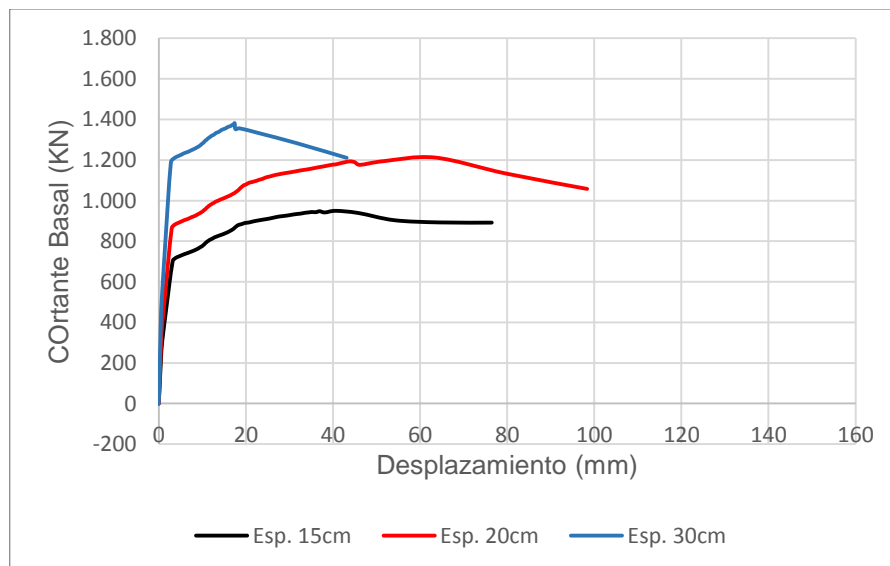


Figura 0.14 Curvas Fuerza-Desplazamiento (calidad material: regular y  $G_{eq}$ : 7.5 MPa).

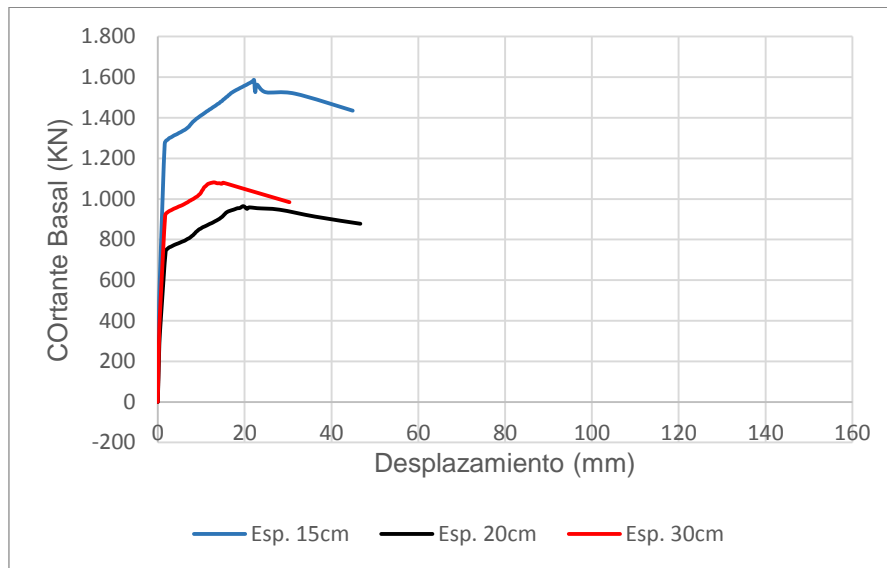


Figura 0.15 Curvas Fuerza-Desplazamiento (calidad material: buena y  $G_{eq}$ : 7.5 MPa).

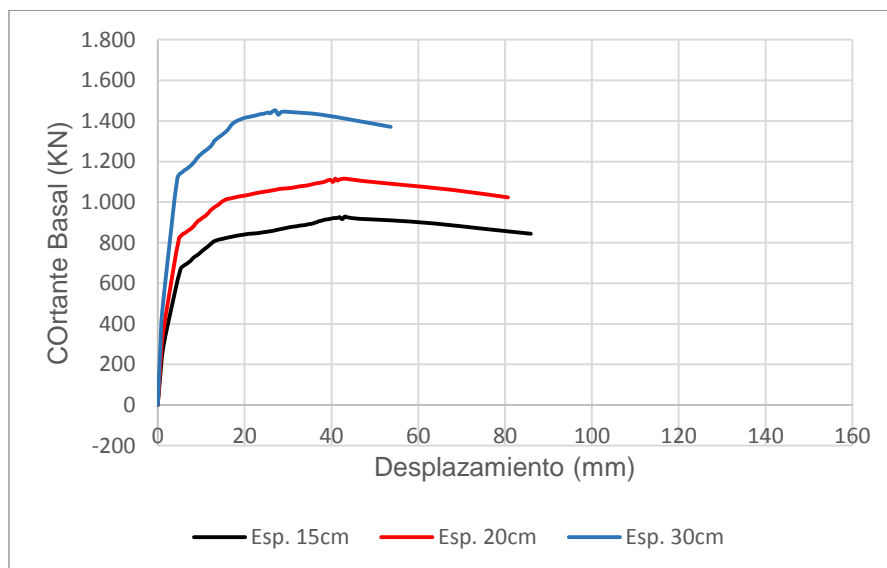


Figura 0.16 Curvas Fuerza-Desplazamiento (calidad material: malo y  $G_{eq}$ : 15 MPa).

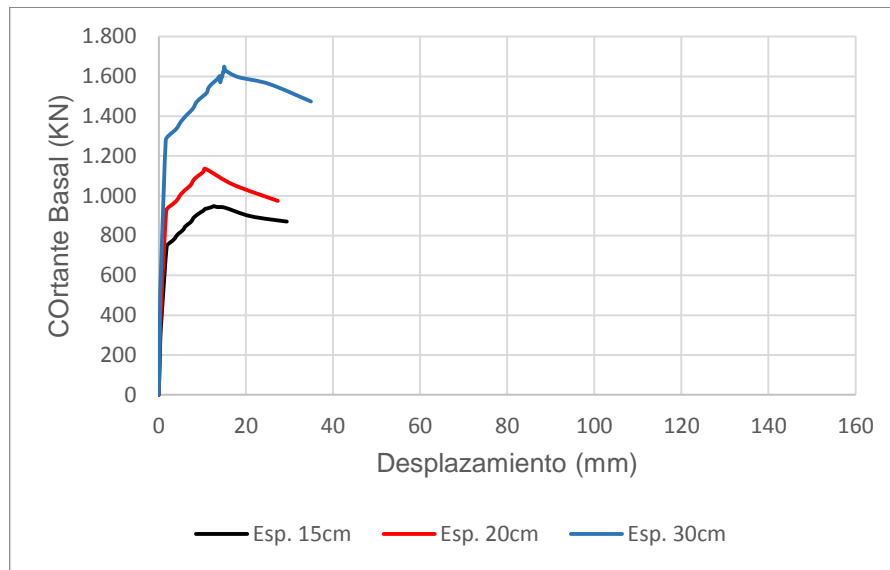


Figura 0.17 Curvas Fuerza-Desplazamiento (calidad material: bueno y  $G_{eq}$ : 15 MPa).

## Influencia de la rigidización del piso

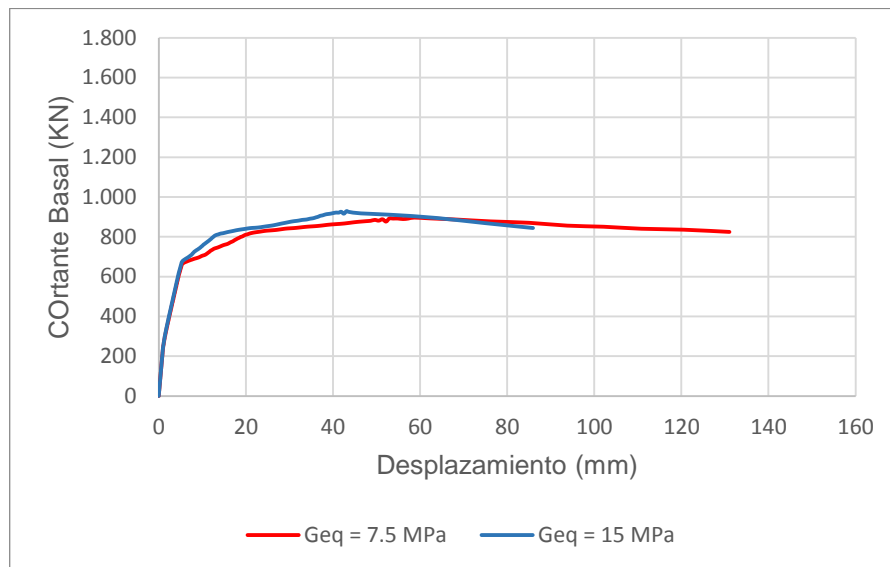


Figura 0.18 Curvas Fuerza-Desplazamiento (calidad material: mala, espesor de pared: 15cm).

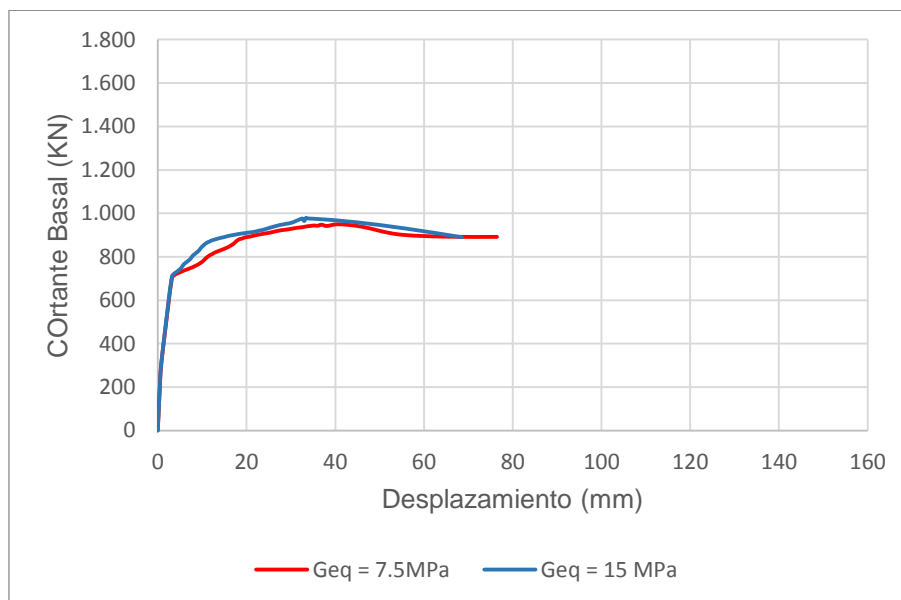


Figura 0.19 Curvas Fuerza-Desplazamiento (calidad material: regular, espesor de pared: 15cm).

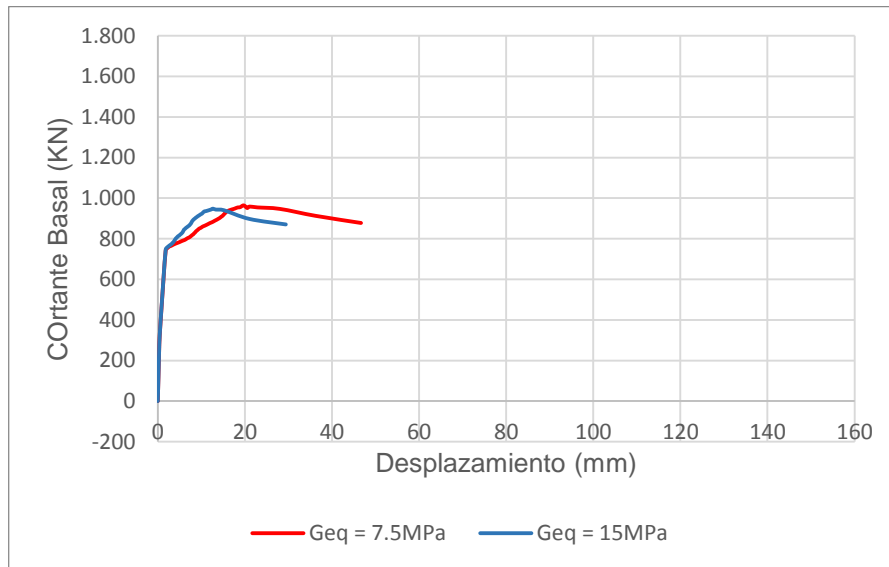


Figura 0.20 Curvas Fuerza-Desplazamiento (calidad material: buena, espesor de pared: 15cm).

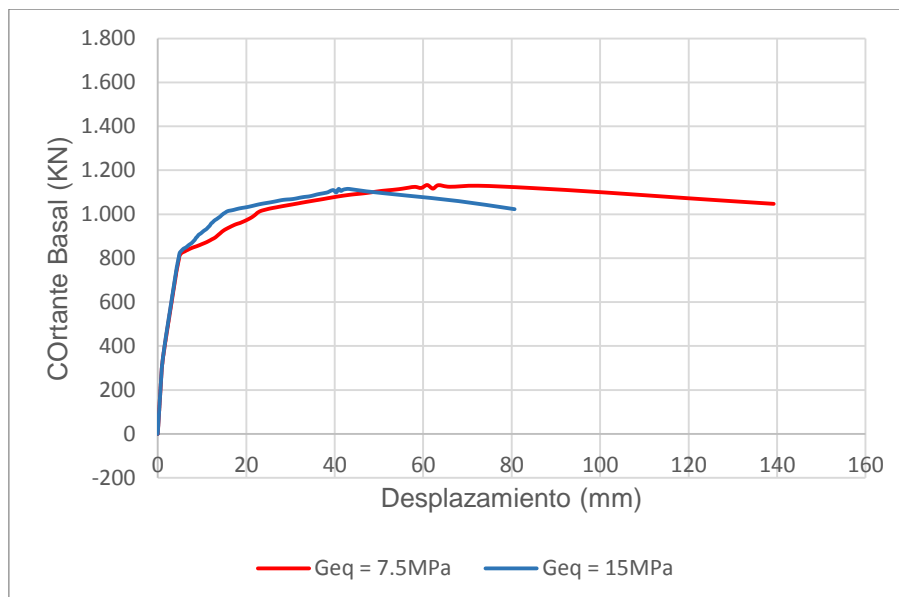


Figura 0.21 Curvas Fuerza-Desplazamiento (calidad material: mala, espesor de pared: 20cm).

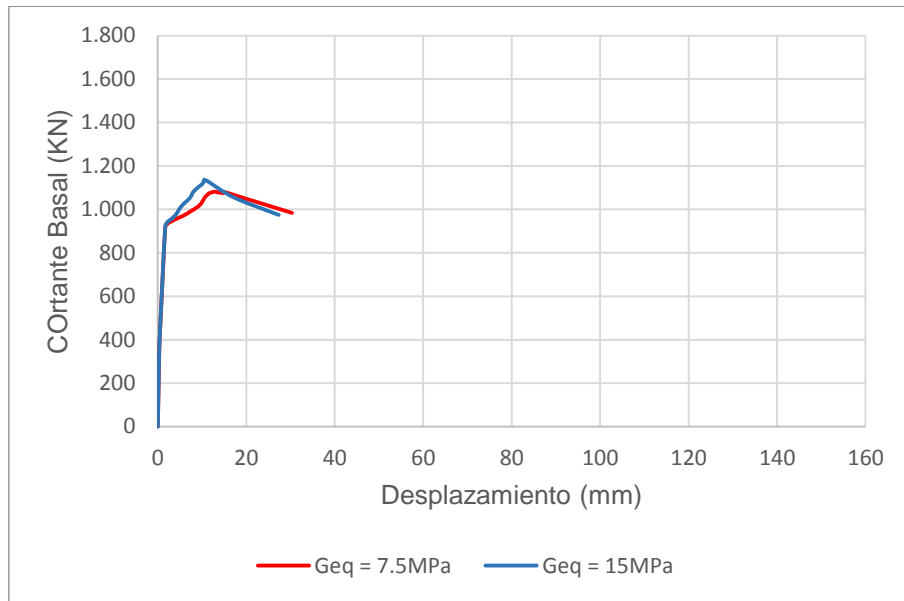


Figura 0.22 Curvas Fuerza-Desplazamiento (calidad material: buena, espesor de pared: 20cm).

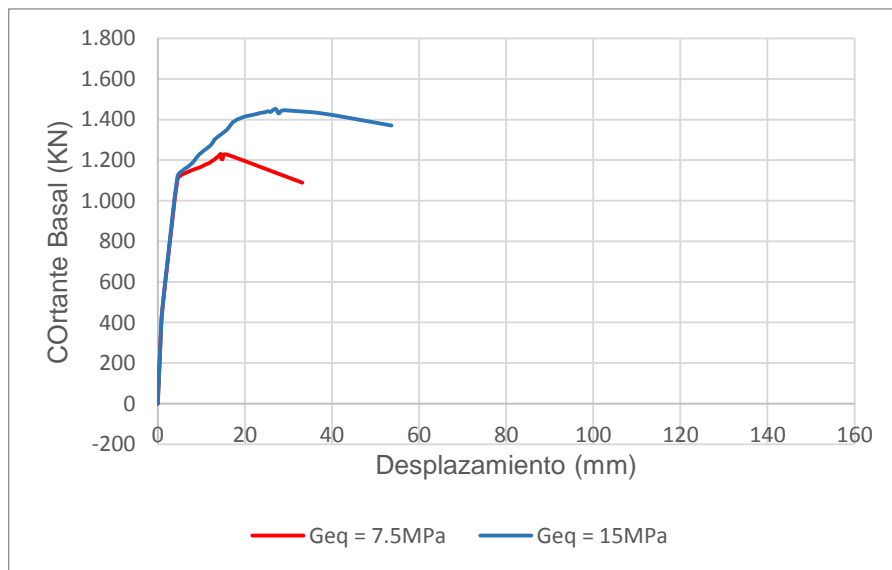


Figura 0.23 Curvas Fuerza-Desplazamiento (calidad material: mala, espesor de pared: 30cm).



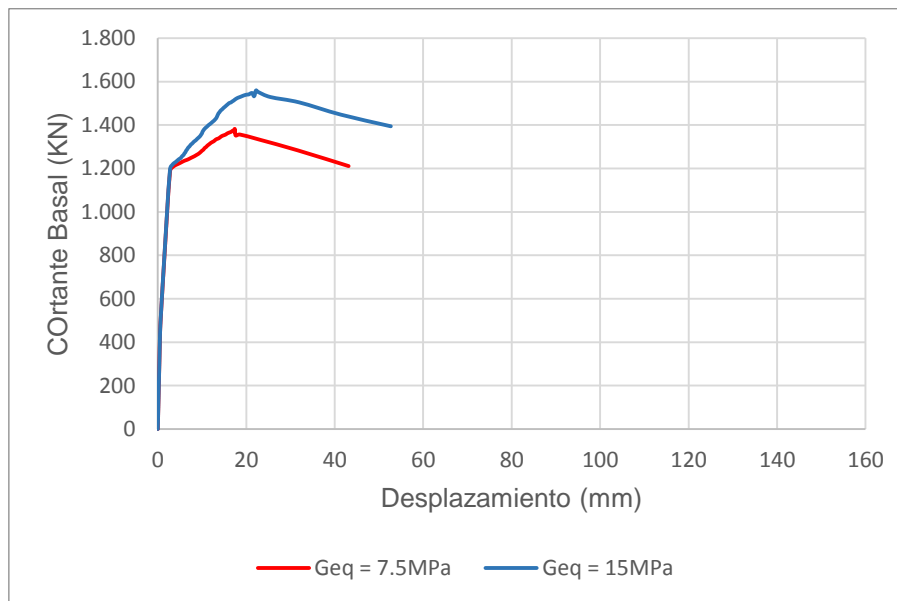


Figura 0.24 Curvas Fuerza-Desplazamiento (calidad material: regular, espesor de pared: 30cm).

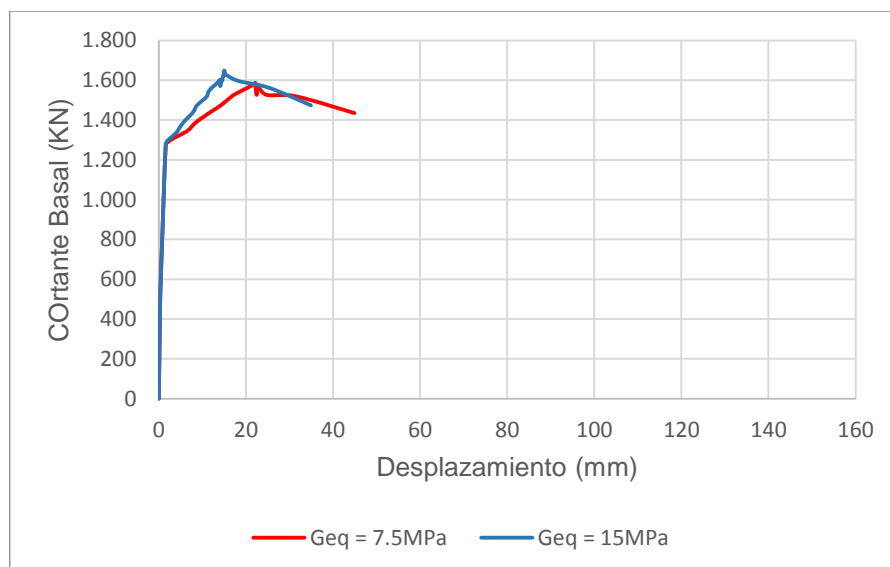


Figura 0.25 Curvas Fuerza-Desplazamiento (calidad material: buena, espesor de pared: 30cm).

## Influencia de la calidad de materiales

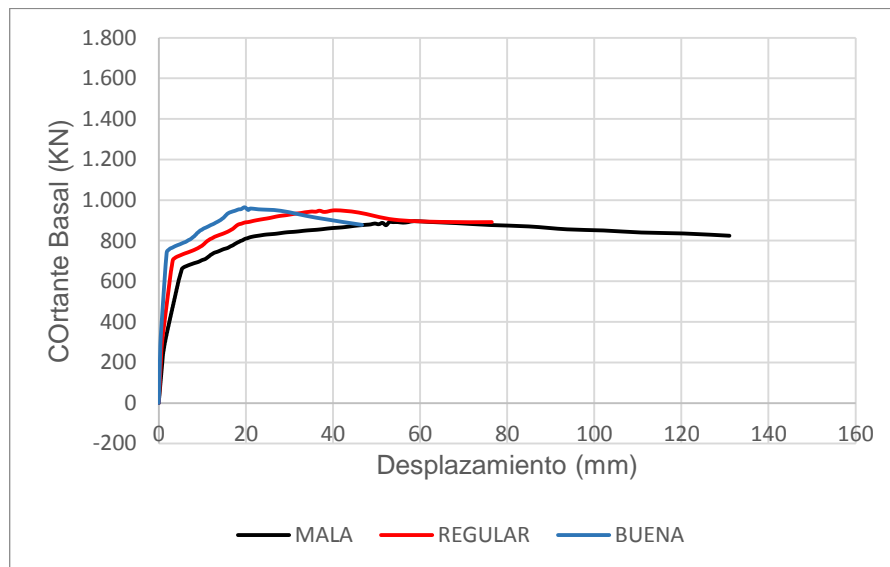


Figura 0.26 Curvas Fuerza-Desplazamiento (espesor de paredes: 15cm y  $G_{eq}$ : 7.5 MPa).

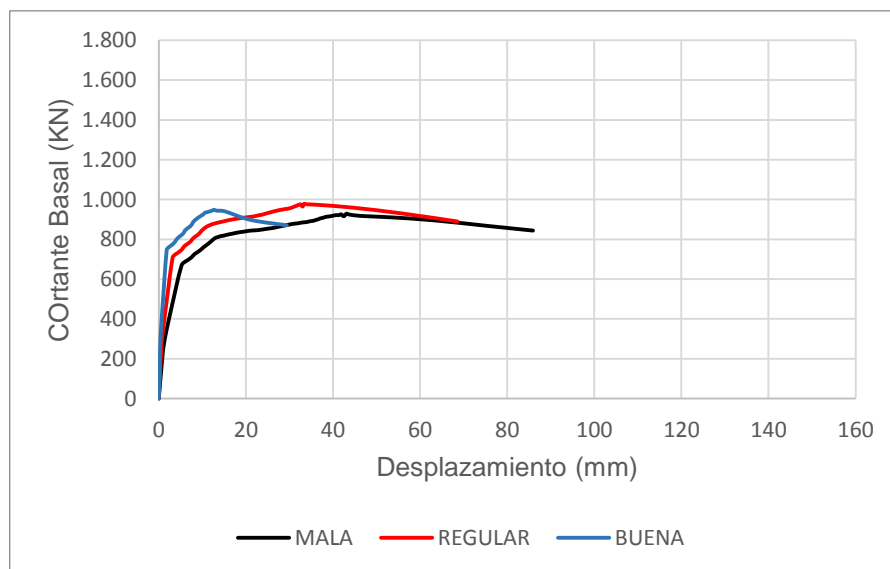


Figura 0.27 Curvas Fuerza-Desplazamiento (espesor de paredes: 15cm y  $G_{eq}$ : 15 MPa).

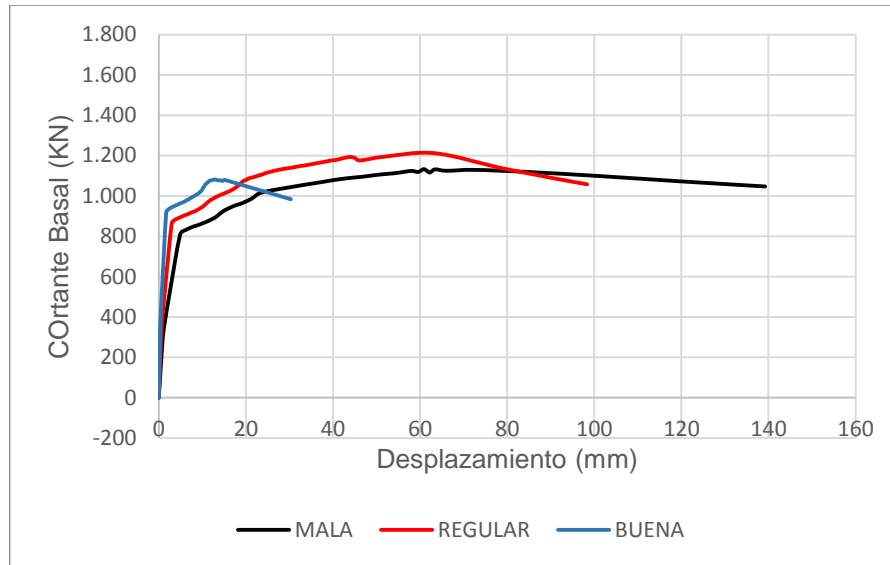


Figura 0.28 Curvas Fuerza-Desplazamiento (espesor de paredes: 20cm y  $G_{eq}$ : 7.5 MPa).

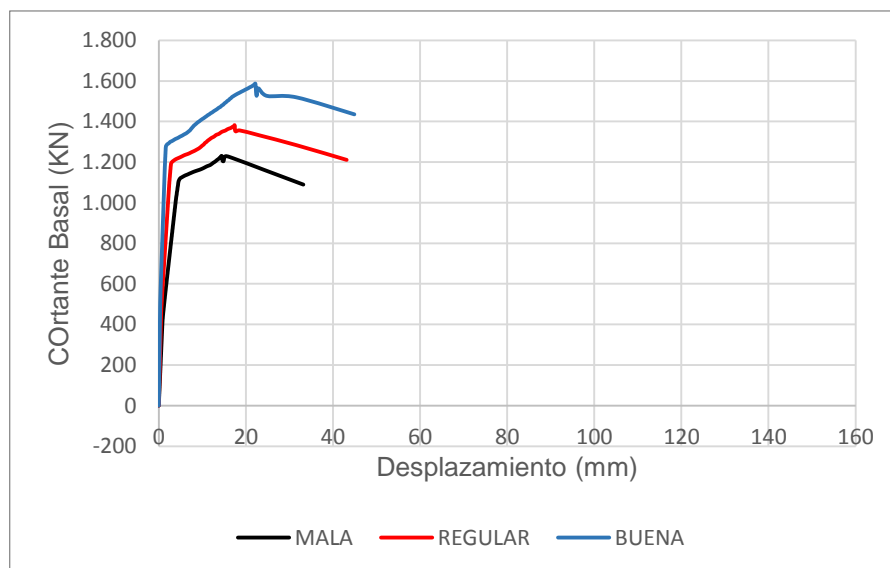


Figura 0.29 Curvas Fuerza-Desplazamiento (espesor de paredes: 30cm y  $G_{eq}$ : 7.5 MPa).

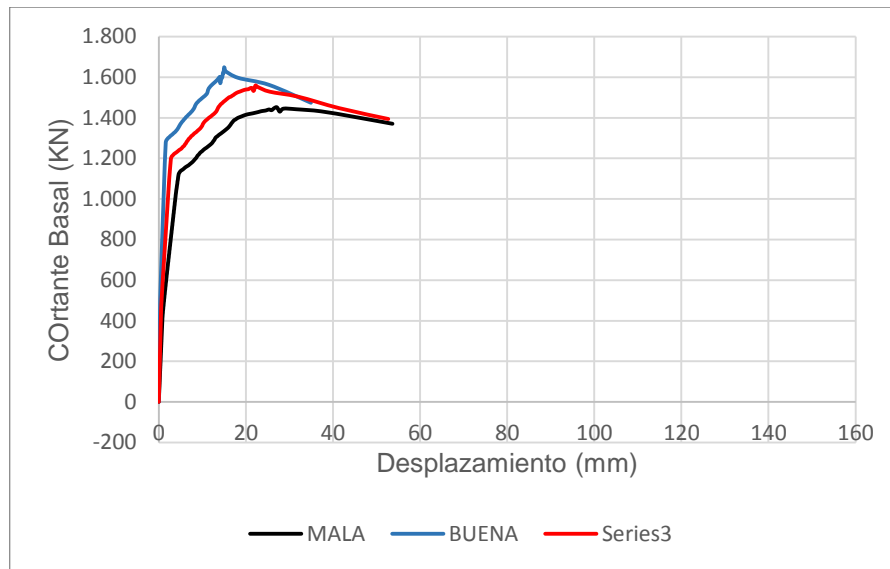


Figura 0.30 Curvas Fuerza-Desplazamiento (espesor de paredes: 30cm y  $G_{eq}$ : 15 MPa).